

Eindrapport

Haalbaarheidsstudie PAC met laag reservoirpeil

door: M. Rijkers  
adres: Korvezeestraat 563  
2628 CX Delft  
telefoon: 015-2569688  
studienummer: 696170

Afstudeercommissie:

prof.drs.ir J.K. Vrijling  
ir. J. van Duivendijk  
ir. K. Bezuijen  
ir. J.P. Oostveen

---

## VOORWOORD

Dit rapport is het eindrapport van mijn afstudeerproject, getiteld "PAC met laag reservoirpeil". Het afstudeerproject vormt de afsluiting van de studie Civiele Techniek, aan de TU Delft. Het afstudeerproject is gedaan bij de vakgroep Waterbouwkunde, sectie Waterbouwkundige Kunstwerken. Sinds augustus 1996 is er aan dit project gewerkt, met het doel de haalbaarheid van een pompaccumulatiecentrale met laag reservoirpeil aan te tonen, door er een globaal ontwerp voor op te stellen. Ik heb voor dit onderwerp gekozen omdat deze variant van waterkracht een belangrijke bijdrage kan leveren aan een veilige elektriciteitsvoorziening in Nederland, en in tegenstelling tot PAC's met een hoog bekken minder veiligheidsproblemen kent. Gedurende de afgelopen maanden zijn er diverse aspecten onderzocht. Van al deze aspecten wordt in dit rapport verslag uitgebracht.

Vanaf deze plaats wil ik alle personen, die mij materiaal en tijd ter beschikking hebben gesteld, hartelijk danken voor hun medewerking. In dit verband wil ik (in alfabetische volgorde) noemen:

- ir. Bakker van de vakgroep Waterbouwkunde
- ir. Bezuijen van de sectie Waterbouwkundige Kunstwerken
- ir. Boekelman van de vakgroep Waterbeheer, Milieu- & Gezondheidstechniek
- dhr. Bonnier van Plaxis bv
- ir. van Duivendijk van de sectie Waterbouwkundige Kunstwerken
- de software-groep van Grondmechanica Delft
- ing. Feitz van de Bouwdienst Rijkswaterstaat Utrecht
- dhr. Koek van het KNMI
- ir. Oostveen van de sectie Geotechniek
- prof.dr.s.ir. Vrijling van de sectie Waterbouwkundige Kunstwerken
- dhr. Zonneveld van de Rijks Geologische Dienst
- ir. Zwemmer van Raadgevend Ingenieursbureau Lievense bv

mei 1997,  
M. Rijkers



---

## SAMENVATTING

In dit afstudeerwerk is een globaal ontwerp opgesteld voor een PAC met laag reservoirpeil (zie de bijlagen 2, 11 en 12, uitvoering in bijlagen 20 en 22). Deze variant van pompaccumulatie biedt een oplossing voor twee belangrijke problemen van 'normale' PAC's: bij bezwijken van de dijk is er geen direct gevaar voor de omgeving en problemen met horizonvervuiling treden ook niet meer op. Een PAC met laag reservoirpeil brengt echter wel enige specifieke problemen met zich mee: er treden grotere kweldebieten op dan bij 'normale' PAC's en de bouw is gecompliceerder.

Allereerst is globaal vastgesteld hoe groot de PAC met laag reservoirpeil moet worden. Uitgaande van het onderzoek dat in de eerste helft van de jaren tachtig is uitgevoerd, onder andere naar aanleiding van het Plan Lieveense, is vastgesteld dat het ontwerp een garantievermogen van 1500 MW en een energie-inhoud van 30 GWh moet krijgen. Met behulp van verschillende vuistregels is een globale dijkdoorsnede vastgesteld. Met de zo verkregen parameters is een grondbalans opgezet, waarmee bij een gekozen valhoogte en een gekozen waterdiepte een kruinbreedte werd gevonden. De evenwichtseis in de grondbalans was dat er geen aan- of afvoer van zand nodig mocht zijn. De in te voeren waterdiepte volgde uit een onderzoek naar mogelijke projectlocaties. Gekozen is voor een locatie op de coördinaten 52°30'NB, 4°17'OL (circa 16 km ten westen van IJmuiden). Op deze locatie bleek een PAC goed in te passen, mits de totale doorsnede niet groter zou zijn dan circa 8 km. De waterdiepte op de projectlocatie is iets minder dan 18 m (er is gerekend met een diepte bij LLW van 17,75 m). De grondbalans liet zien dat de kruin 720 m breed moet worden. Het grootste deel van de kruin ligt op LLW+7 m, langs de buitenrand is een zeewering geprojecteerd met een kruin op LLW+10 m. De totale diameter komt uit op 7520 m.

Uit diverse bronnen werd vernomen dat met name de kwel een belangrijk probleem zou zijn, vandaar dat eerst dit probleem in kaart is gebracht, alvorens het ontwerp uit te werken. Dit is gedaan door met twee analytische modellen de boven- en ondergrens van de te verwachten kweldebieten te bepalen. Deze begrenzingen bleken sterk afhankelijk te zijn van de geohydrologische gegevens op de projectlocatie. Voor een standaardwaarde voor zand van  $k = 10$  m/dag en een valhoogte van 60 m werd de bovengrens vastgesteld op 2,6 miljoen m<sup>3</sup>/dag, de ondergrens op circa 1 miljoen m<sup>3</sup>/dag. Met behulp van het EEM-pakket MSEEP is het te verwachten kweldebiet geschat op 1,2 miljoen m<sup>3</sup>/dag. Het kwelprobleem bleek minder ernstig dan verwacht, omdat met een afdichting van het buitentalud van de dijk kon worden volstaan om tot deze schatting te komen.

Vervolgens is onderzocht of de dijk onder alle bedrijfsomstandigheden veilig is. Dit is gedaan met behulp van het EEM-pakket PLAXIS. Met dit programma zijn niet-stationaire berekeningen gemaakt, om de invloed van snelle peilwisselingen op de dijkstabiliteit te bepalen (tijdens de pompfase kan de waterstand op het bekken met 0,8 m/uur dalen). Uit het onderzoek kwam naar voren dat de dijk onder deze omstandigheden veilig blijft. Ook is gekeken naar de uitvoering van de dijk. Allereerst wordt een smalle dijk gebouwd, die later de zeewering gaat vormen. Het bekken wordt zo beschermt, waardoor de werkomstandigheden veel beter worden, wat de productiviteit ten goede komt. Vervolgens wordt het bekken op diepte gebracht en wordt met het vrijkomende materiaal de dijk opgeworpen. Gedurende de werkzaamheden in het bekken is er een open verbinding met zee, zodat schepen in en uit het bekken kunnen varen. Met de bouw van de dijk is ongeveer 6,5 jaar gemoeid.

Tevens is een globaal ontwerp gemaakt voor de harde kunstwerken. Dit is gedaan in samenhang met de gekozen uitvoeringsmethode. De uitvoeringsmethode voor de harde kunstwerken is globaal als volgt: in een bouwdok worden caissons voor de turbinebehuizingen gebouwd. Deze caissons worden drijvend uit het dok gesleept, waarna ze in het bekken worden afgezonken en afgebouwd. In het dok worden dan de

---

drukleidingcaissons gebouwd. Ook deze worden uit het dok gesleept, afgezonken en afgebouwd. In het dok, dat op de locatie van de in-/uitlaatwerken in de dijk ligt, worden vervolgens de in-/uitlaatwerken gebouwd. De bouw van de harde kunstwerken duurt ongeveer 7,5 jaar.

Met alleen een dijk, een bekken en harde kunstwerken is de PAC nog niet gereed. Er zijn nog diverse andere kunstwerken nodig voor een veilige en rendabele exploitatie. Deze werken zijn verzameld onder de noemer 'bijkomende werken'. Zo zijn er op vele locaties talud- en bodembeschermingen en -afdichtingen noodzakelijk, moeten er maatregelen worden getroffen om de veiligheid van mens en machine te waarborgen en moeten er voorzieningen worden aangelegd om de bouw en de exploitatie van de PAC mogelijk te maken (haven, opslagterreinen, etcetera). Aan deze bijkomende werken is in dit afstudeerproject weinig aandacht besteed. De totale bouwtijd van de PAC is ongeveer 9,5 jaar.

Tenslotte is een kort onderzoek gedaan naar de te verwachten rentabiliteit van de PAC. Met de aanleg van de PAC met laag reservoirpeil is volgens een zeer grove schatting ongeveer 6,1 miljard gulden gemoeid (prijsspeil 1985). De baten uit de verhuur/verkoop van de circa 1000 ha grond, die op de kruin van de dijk ontstaat, blijken van cruciaal belang om de PAC rendabel te maken. De baten/kostenverhouding blijkt nauwelijks boven de 1,0 uit te komen, wat aangeeft dat kleine tegenvallers al kunnen betekenen dat de PAC niet rendabel is. Wel moet worden opgemerkt dat de schatting aan de conservatieve kant is.

De belangrijkste conclusie van dit afstudeerproject is dat de PAC met laag reservoirpeil technisch mogelijk is, maar dat de rentabiliteit van een dergelijk project twijfelachtig is. Wel is duidelijk geworden dat het ontwerp op diverse punten kan worden geoptimaliseerd, waardoor de kosten flink lager kunnen uitvallen. Een van de belangrijkste groepen parameters, de geohydrologische eigenschappen van de bodem op de projectlocatie, is een grote onbekende in dit afstudeerproject. Er moet zeker onderzoek worden gedaan naar deze eigenschappen, als wordt besloten de PAC met laag reservoirpeil nader te onderzoeken.

---

# INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD .....	i
SAMENVATTING .....	iii
1. INLEIDING .....	1
1.1 Wat is pompaccumulatie?.....	1
1.2 Historische ontwikkeling van pompaccumulatie.....	2
1.3 Pompaccumulatie met laag reservoirpeil .....	4
1.4 Probleemstelling .....	4
1.5 Doelstelling .....	4
1.6 Probleemaanpak.....	5
2. PROGRAMMA VAN EISEN .....	6
2.1 Inleiding .....	6
2.2 Programma van eisen .....	6
2.2.1 prestatie-eisen .....	6
2.2.2 eisen met betrekking tot de omgeving.....	6
2.2.3 ontwerpeisen .....	7
2.2.4 uitvoeringseisen .....	7
2.3 Globale lay-out PAC.....	8
2.3.1 inleiding.....	8
2.3.2 indeling PAC .....	8
3. LOCATIEKEUZE.....	9
3.1 Inleiding .....	9
3.2 Diepte .....	9
3.3 Bodemsamenstelling .....	10
3.3.1 inleiding.....	10
3.3.2 opbouw Noordzeebodem .....	10
3.4 Strooming .....	11
3.5 Huidig gebruik en veiligheid.....	11
3.6 Milieu.....	11
3.6.1 inleiding.....	11
3.6.2 micro-klimaat.....	12
3.6.3 visstand.....	12
3.6.4 grondwater.....	13
3.7 Samenvatting en keuze locatie .....	14
3.7.1 samenvatting .....	14
3.7.2 keuze projectlocatie .....	14

---

4. VASTSTELLING HOOFDAFMETINGEN .....	16
4.1 Inleiding .....	16
4.2 Doorsnede PAC .....	17
4.2.1 inleiding .....	17
4.2.2 gemiddelde valhoogte .....	17
4.2.3 dikte van de pendelende schijf .....	18
4.2.4 volume pendelende schijf en gemiddelde turbinedebiet .....	18
4.2.5 aanlegniveau bekkenbodem .....	19
4.2.6 taluds binnenzijde bekken .....	20
4.2.7 kruinhoogte .....	21
4.2.8 toegepaste buitentaluds .....	23
4.2.9 diameter van de PAC .....	24
4.3 Grondbalans .....	24
4.3.1 opzet grondbalans .....	24
4.3.2 definities en ingevoerde waarden .....	25
4.3.3 resultaten grondbalans .....	26
5. KWELBEREKENINGEN .....	28
5.1 Inleiding .....	28
5.2 Analytisch model unconfined aquifer .....	29
5.2.1 inleiding unconfined aquifer .....	29
5.2.2 formulering en invoer .....	29
5.2.3 ingevoerde waarden .....	30
5.2.4 resultaten unconfined aquifer .....	30
5.3 Analytisch model semi-confined aquifer .....	31
5.3.1 inleiding .....	31
5.3.2 formulering en invoer .....	32
5.3.3 ingevoerde waarden .....	33
5.3.4 resultaten .....	33
5.4 Keuze gemiddelde valhoogte .....	35
5.5 Numeriek model MSEEP .....	35
5.5.1 inleiding MSEEP .....	35
5.5.2 vergelijkende berekeningen voor SEEP/3 .....	36
5.5.3 invoer kwelberekeningen .....	37
5.5.4 resultaten kwelberekeningen .....	38
5.6 Numeriek model SEEP .....	39
5.6.1 inleiding Seep .....	39
5.6.2 ingevoerde waarden .....	40
5.6.3 resultaten SEEP, vergelijking SEEP/MSEEP en conclusies .....	40

5.7 Kwelbeperkende maatregelen .....	42
5.8 Conclusie.....	43
<b>6. STABILITEIT VAN DE RINGDIJK .....</b>	<b>44</b>
6.1 Inleiding .....	44
6.2 Programma's PLAXIS 6.30 & PLAXIS 7.00 .....	44
6.2.1 algemeen.....	44
6.2.2 stationaire berekeningen .....	47
6.2.3 niet-stationaire berekeningen .....	47
6.3 Berekeningen en resultaten PLAXIS .....	48
6.3.1 inleiding.....	48
6.3.2 gemaakte berekeningen .....	49
6.3.3 discussie resultaten PLAXIS .....	50
<b>7. ONTWERP HARDE KUNSTWERKEN .....</b>	<b>54</b>
7.1 Inleiding .....	54
7.2 Turbinebehuizingen .....	54
7.2.1 inleiding.....	54
7.2.2 belangrijke ontwerpkeuzes.....	54
7.2.3 lay-out turbinebehuizingen .....	55
7.2.4 fundering.....	56
7.3 Drukleidingen.....	56
7.3.1 inleiding.....	56
7.3.2 indeling drukleidingcaissons .....	57
7.3.3 fundering.....	57
7.4 In-/uitlaatwerken .....	57
7.4.1 inleiding.....	57
7.4.2 ontwerpkeuzes.....	58
7.4.3 lay-out in-/uitlaatwerken .....	58
7.4.4 fundering.....	59
7.5 Stabiliteitsproblemen.....	60
7.5.1 inleiding.....	60
7.5.2 horizontale stabiliteit turbinebehuizingen .....	60
7.5.3 drukleidingcaisson op talud .....	61
7.5.4 horizontale stabiliteit in-/uitlaatwerken .....	61
7.6 Afsluitmiddelen.....	62
7.6.1 falen leidschoepen.....	62
7.6.2 onderhoud straalbuizen .....	62
7.6.3 onderhoud in-/uitlaatwerken en drukleidingen.....	63



8. BIJKOMENDE WERKEN .....	64
8.1 Inleiding .....	64
8.2 Scheepvaartvoorzieningen.....	64
8.2.1 inleiding.....	64
8.2.2 toegangseul.....	65
8.2.3 haven.....	66
8.3 Filter- en afdichtingslagen.....	66
8.3.1 inleiding.....	66
8.3.2 spuikom.....	67
8.3.3 binnentalud bekken .....	67
8.3.4 bekkenbodem .....	68
8.3.5 buitentalud dijk, bouwfase.....	68
8.3.6 buitentalud, zone 1:100 .....	68
8.3.7 inlaat-/uitlaatkanaal .....	69
8.3.8 sedimentatie in bekken .....	69
8.4 Bouwdok .....	70
8.5 Inlaat-/uitlaatkanaal .....	70
8.6 Betoncentrale.....	70
8.7 Corrosiewering in drukleidingen.....	71
8.8 Personele voorzieningen.....	71
8.9 Veiligheid van mens en machine .....	71
8.10 380 kV-leiding .....	72
9. UITVOERING .....	73
9.1 Inleiding .....	73
9.2 Lay-out PAC.....	73
9.2.1 reservoir .....	73
9.2.2 harde kunstwerken.....	74
9.2.3 bijkomende werken.....	77
9.3 Uitvoering grondwerken.....	77
9.3.1 vereiste werkzaamheden en werkvolgorde .....	77
9.3.2 planning grondwerken .....	80
9.3.3 toegankelijkheid bekken in bouwfase.....	81
9.3.4 samenvatting .....	82
9.4 Uitvoering harde kunstwerken.....	83
9.4.1 inleiding.....	83
9.4.2 overzicht werkzaamheden.....	84
9.4.3 samenvatting .....	85

---

9.5 Uitvoering beschermingsconstructies .....	86
9.5.1 inleiding .....	86
9.5.2 bodem- en taludbescherming .....	87
9.5.2 bescherming van kunstwerken .....	87
9.5.3 bescherming van mens en machine .....	87
9.6 Planning werkzaamheden .....	88
9.6.1 inleiding .....	88
9.6.2 overzicht planning bouwwerkzaamheden .....	88
10. ECONOMIE .....	90
10.1 Inleiding .....	90
10.2 Bouwkosten van een PAC met laag reservoirpeil .....	90
10.2.1 inleiding .....	90
10.2.2 kosten PAC-Brouwersdam .....	91
10.2.3 kostenraming PAC met laag reservoirpeil .....	91
10.3 Economische haalbaarheid van een PAC met laag reservoirpeil .....	92
10.4 Conclusie .....	93
11. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN .....	94
11.1 Inleiding .....	94
11.2 Conclusies .....	94
11.3 Aanbevelingen voor verder onderzoek .....	95
11.3.1 geohydrologische omstandigheden .....	95
11.3.2 alternatieve projectlocaties .....	96
11.3.3 kunstwerken .....	96
LITERATUUR .....	98

---

---

## 1. INLEIDING

In dit hoofdstuk wordt uitgelegd wat pompaccumulatie (PA) is (paragraaf 1.1) en hoe pompaccumulatie in de loop van de tijd een vaste plaats in de waterkracht heeft gekregen en hoe de stand van zaken met betrekking tot de PA in Nederland is (paragraaf 1.2). Daarna wordt het hoe en waarom van een pompaccumulatiecentrale (PAC) met een laag reservoirpeil aangegeven in paragraaf 1.3. In paragraaf 1.4 wordt een probleemstelling geformuleerd, in paragraaf 1.5 een doelstelling. In paragraaf 1.6 wordt aangegeven hoe het probleem is aangepakt.

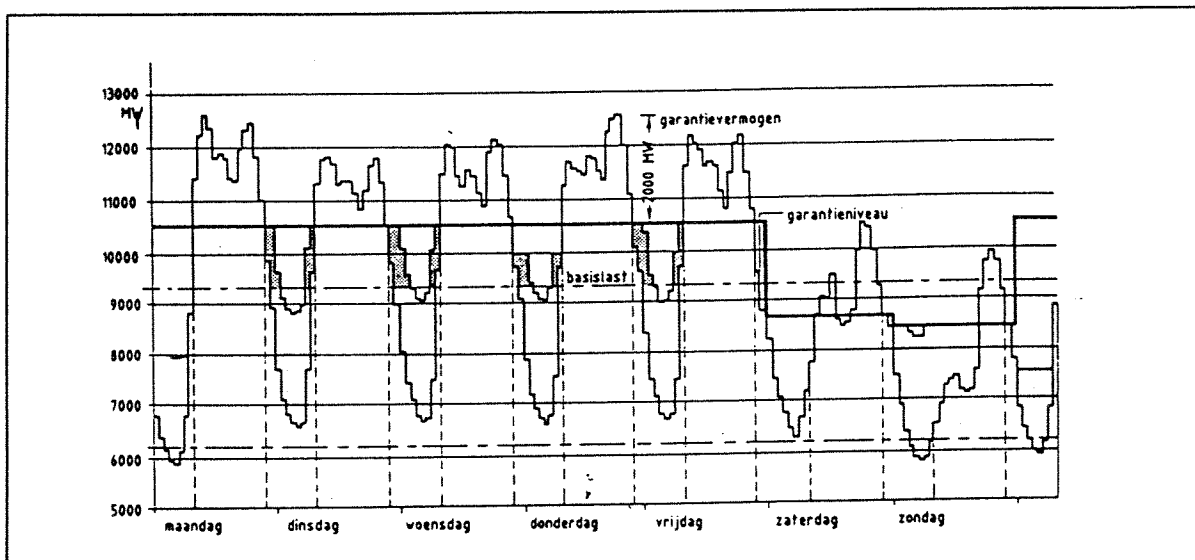
De uitwerking heeft geresulteerd in een globaal ontwerp voor een PAC met laag reservoirpeil. In de overige hoofdstukken worden de verschillende onderdelen van het ontwerp beschreven. In hoofdstuk 2 wordt het programma van eisen gegeven, waaraan het ontwerp van de PAC moet voldoen. Daarna is onderzoek gedaan naar mogelijke locaties voor de PAC. Dit onderzoek wordt beschreven in hoofdstuk 3. In hoofdstuk 4 is aangegeven hoe de hoofdafmetingen van de PAC tot stand zijn gekomen. Met behulp van een aantal modellen is een schatting van de te verwachten kweldebieten gemaakt. Deze modellen en de uitkomsten worden behandeld in hoofdstuk 5. In hoofdstuk 6 wordt het onderzoek naar de stabiliteit van de ontworpen dijk beschreven. Een globaal ontwerp van de harde kunstwerken wordt beschreven in hoofdstuk 7. De bijkomende werken (werkhaven, toegangseul en dergelijke) komen in hoofdstuk 8 aan de orde. De uitvoering en de planning van de verschillende bouwwerkzaamheden worden behandeld in hoofdstuk 9. In hoofdstuk 10 wordt kort ingegaan op de economie van de PAC. In hoofdstuk 11 worden enkele conclusies getrokken uit het uitgevoerde onderzoek en worden enkele aanbevelingen voor verder onderzoek gedaan. Het rapport wordt afgesloten met een literatuurlijst en diverse bijlagen.

### 1.1 Wat is pompaccumulatie?

Pompaccumulatie is niets anders dan het opslaan van opgewekte energie met behulp van pompen, om deze energie later weer te benutten. Pompaccumulatie is een succesvolle methode om kosten te besparen op de elektriciteitsvoorziening, getuige de circa 200 gerealiseerde PAC's, met een gezamenlijk geïnstalleerd vermogen van 750.000 MW [31]. De energie die wordt opgeslagen kan afkomstig zijn van bijvoorbeeld windturbines, of van het basisvermogen van een elektriciteitsnet tijdens daluren. De aangeboden energie wordt gebruikt om grote volumina water tot grote hoogte op te pompen (omzetting elektrische energie naar potentiële energie). Op het moment dat energie geleverd moet worden, wordt water door turbines gevoerd, waarmee de potentiële energie van het water weer wordt omgezet in elektriciteit. Bij deze omzettingen treden uiteraard wel verliezen op, maar met moderne installaties blijven deze verliezen beperkt: systeemrendementen van 77%-80% zijn haalbaar [19, 31]. Ter vergelijking: een waterkrachtcentrale waarin alleen wordt geturbiniseerd levert rendementen van rond de 90%.

Bij windturbines is het nut van een PAC eenvoudig in te zien: windenergie is zeer afhankelijk van de omstandigheden. Een PAC fungeert als buffer tussen de aanbod- en de vraagzijde. Bij energie-aanbod uit het basisvermogen kan een PAC ook nuttig zijn: bij een grote basisproductie kan een PAC leiden tot een aanmerkelijk betere benuttingsgraad van dit basisvermogen. Het is namelijk zo dat tijdens de daluren ('s nachts en in de weekeinden) het basisvermogen groter is dan de vraag naar elektriciteit. Bij een elektriciteitsvoorziening zonder PAC wordt dan het basisvermogen teruggeregeld naar een lager niveau, wat de benuttingsgraad nadelig beïnvloedt. De installatie van een PAC heeft ook een vermindering van het te installeren piekvermogen tot gevolg, omdat de PAC haar energie in de piekuren kan afgeven. Met de PAC

worden dus de pieken en dalen in de elektriciteitsproductie afgevlakt. De mate waarin deze afvlakking (peak-shaving) plaatsvindt hangt af van de hoeveelheid geïnstalleerd vermogen in de PAC en de hoeveelheid basisvermogen. Ter illustratie is in figuur 1.1 een voorbeeld opgenomen van een belastingskromme. De pieken en dalen in de energievraag zijn duidelijk waar te nemen. Ook de basislast is ingetekend. Gedurende de perioden dat er minder energie wordt afgenomen dan er met het basisvermogen geproduceerd kan worden kan er in de PAC worden gepompt. Nu is het zo dat als energie in piek- en daluren even duur zou zijn, een PAC nooit rendabel zou kunnen werken. Dit is echter niet het geval. Het basisvermogen wordt meestal opgeweekt in kolen- of kerncentrales en piekvermogen in olie- of gasgestookte centrales. Bij voldoende grote prijsverschillen tussen de verschillende brandstoffen kan een PAC, ondanks de optredende verliezen, voordeliger blijken dan elektriciteitsvoorziening zonder PAC.



figuur 1.1: Voorbeeld belastingskromme. Figuur ontleend aan [18].

## 1.2 Historische ontwikkeling van pompaccumulatie

Al sinds 1910 wordt gebruik gemaakt van energie-opslag in de vorm van stuwmeren [18]. De eerste werden gebouwd in de Alpenlanden (Zwitserland, Oostenrijk, Italië). Aanvankelijk waren de geïnstalleerde vermogens klein (enkele megawatts), maar al in de dertiger jaren ontstonden er installaties met tot 40 MW vermogen. Sinds het begin van de jaren vijftig worden op grote schaal projecten met pompturbines uitgevoerd, onder andere in de Verenigde Staten, Duitsland, Frankrijk en België. Ook in Japan wordt veel gebruik gemaakt van pompaccumulatie. De vermogens zijn nu veel groter dan in de beginjaren van de PA: vermogens van 250-350 MW per machine zijn haalbaar voor grote valhoogten. In figuur 1.2 is een kort lijstje opgenomen van gerealiseerde projecten met pompturbines.

In Nederland wordt weinig gebruik gemaakt van waterkracht. Dit wordt veroorzaakt door de afwezigheid van natuurlijke hoogteverschillen, die groot genoeg zijn om rendabel op grote schaal energie te winnen (er zijn wel enkele kleine riviercentrales gebouwd, maar deze blijken nauwelijks te renderen. De kleine beschikbare valhoogten worden overigens mede veroorzaakt door de grote scheepvaartbelangen, waardoor er nauwelijks valhoogte gecreëerd kan worden middels stuwen).

plaats		valhoogte (m)	vermogen (MW)
O Plate Taille	- België	47	135
O Gabriel y Galan	- Spanje	59	110
O Torrao	- Portugal	52	74
O Hiwassee	- USA	63	76
O Ludington	- USA	100	1842
O Smith Mountain	- USA	58	108
O Jocassee	- USA	105	200
O Midono	- Japan	72	245
O Mazegawa	- Japan	100	288

figuur 1.2: enkele voorbeelden van gerealiseerde pompaccumulatie- projecten [18].

Eind jaren zeventig werd gedacht aan de inschakeling van windenergie in de landelijke elektriciteitsproductie. Het windaanbod wisselt echter sterk, en zonder tussenopslag bleek dit niet haalbaar. Eind 1979 werd het Plan Lieveense gepresenteerd. In dit plan wordt tussen een grootschalige windenergieproductie en het landelijke elektriciteitsnet een opslagsysteem geschakeld. Dit opslagsysteem bestaat uit een bekken met pompturbines: een pompaccumulatiecentrale. Het bijzondere aan dit plan is het creëren van de benodigde valhoogte door het bouwen van een hooggelegen bekken in een meer of op zee. In 1980 besloot de regering onderzoek te laten doen naar de haalbaarheid van dit plan. De resultaten van deze studie waren gunstig en er werd besloten een vervolgstudie uit te voeren. Bovendien werd onderzoek gedaan naar enkele andere opslagmogelijkheden (onder andere een ondergrondse PAC, ook wel OPAC genoemd, en een Drukvlucht Accumulatie Gasturbinecentrale, ofwel DAG) [18]. Het aspect 'windenergie' verdween uit de plannen, omdat bleek dat de stand van de techniek (toen) nog niet ver genoeg was om goedkoop elektriciteit te leveren. De studies richtten zich dus meer op het beter benutten van de aanwezige basislast en het verminderen van de piekproductie door middel van peak-shaving.

Uit de studies is gebleken dat energie-opslag met behulp van een met water gevuld bekken de beste (lees: meest rendabele) wijze van peak-shaving oplevert. Tot nu toe zijn de plannen niet verder gekomen dan de tekentafel. Dit wordt veroorzaakt door een aantal factoren. De belangrijkste reden ligt in het economische aspect. Een PAC vergt een enorme investering (ongeveer 4 miljard gulden, prijspeil 1985, exclusief btw, kosten opdrachtgever, ontwerpkosten en bouwbegeleiding). Bovendien wordt er in relatief korte tijd (een PAC kan in 8 tot 10 jaar worden gebouwd) veel vermogen gebouwd (rond de 1500MW), terwijl een groot deel van het al eerder geïnstalleerde piekvermogen nog niet is afgeschreven (voortijdig uit gebruik nemen van productie-eenheden houdt kapitaalvernietiging in). Gefaseerd in gebruik nemen van de PAC is ook niet aantrekkelijk, omdat het dan veel langer duurt voordat de investering is terugverdiend (rentelasten). Daarnaast is het een voor Nederland volkomen nieuw project. De te gebruiken technieken zijn wel aanwezig, maar de grote kerende hoogte komt in Nederland verder niet voor. Bovendien is er geen ervaring met de bouw en exploitatie van grote waterkrachtwerken. Dit brengt risico's met zich mee. Het grootste risico zit in de grote kerende hoogte. Als er om wat voor reden dan ook een dijkdoorbraak optreedt, komen er gigantische debieten vrij (tot 277.000 m<sup>3</sup>/s [1, 11], waardoor er veel slachtoffers kunnen vallen en grote materiële schade zal ontstaan.

Het voorgaande heeft er toe geleid dat er tot nu toe geen PAC in Nederland is gebouwd en dat er momenteel weinig belangstelling is voor het verschijnsel 'PAC in Nederland'.

---

### 1.3 Pompaccumulatie met laag reservoirpeil

Gebleken is (zie paragraaf 1.2) dat een PAC in de Nederlandse situatie een zeer nuttige functie kan vervullen in de elektriciteitsvoorziening. Zoals vermeld kleven er aan PAC's enkele belangrijke nadelen: de benodigde investeringen zijn enorm, en bij bezwijken van de ringdijk ontstaat er een enorme vloedgolf, die een ernstige ramp kan veroorzaken. De berekende debieten lopen op tot 277.000 m<sup>3</sup>/s. Voor bijvoorbeeld een PAC in het IJsselmeer betekent dit dat waarschijnlijk alle dijken rondom het IJsselmeer zullen overstromen, waardoor diverse polders onder zullen lopen [11]. Hierbij zal veel schade ontstaan en kunnen veel slachtoffers vallen. Daarnaast kan een bouwwerk van dergelijke afmetingen (tot circa 72 meter boven NAP en tot 6 kilometer doorsnede) veel bezwaren oproepen bij de bevolking.

Deze problemen zijn dermate belangrijk, dat een PAC in Nederland nauwelijks haalbaar wordt geacht, zolang voor (enkele van) deze problemen geen oplossing is gevonden. In dit afstudeerproject wordt de oplossing gezocht in het omkeren van het verval: het reservoirpeil wordt lager gekozen dan het waterpeil in de omgeving. Bij een dijkdoorbraak zal de omgeving geen wateroverlast ondervinden en de lage dijken zullen veel minder als een belemmering worden ervaren dan een dijk tot 72 meter boven NAP.

Het systeem is niet nieuw, het bedrijf Hydraudyne heeft op dit principe midden jaren tachtig een patent aangevraagd. De dijk keert dus niet het water binnen het reservoir, maar dat erbuiten. De dijk wordt daarom veel lager (tot slechts enkele meters boven het waterpeil, vergelijkbaar met de hoogte van een zeedijk). Als bijkomend voordeel geldt dat de benodigde kunstwerken nu op de binnenzijde van de dijk kunnen worden gebouwd, waardoor ze veel minder te lijden hebben van golfaanval. In de tot nu toe ontwikkelde plannen werden bijvoorbeeld de turbinebehuizingen altijd op het buitentalud geprojecteerd. Benadrukt wordt dat de problemen omtrent de economie van PAC's, gevolgen voor het milieu, zoals veranderingen in de (kust)morfologie en diverse andere problemen die een rol spelen bij PAC's, zoals aansluiting op het elektriciteitsnet, wel blijven bestaan.

### 1.4 Probleemstelling

De tot nu toe ontworpen en (in het buitenland) gebouwde PAC's hebben een belangrijk nadeel: bij doorbreken van de dijk rondom het reservoir kan een enorme overstroming ontstaan, waarbij veel schade veroorzaakt zal worden en waarbij mogelijk vele slachtoffers zullen vallen. Dit bemoeilijkt de maatschappelijke acceptatie van een PAC, die een bijdrage kan leveren aan een schoner elektriciteitsnet in Nederland.

### 1.5 Doelstelling

Aan het einde van het afstudeerproject moet aangetoond zijn dat het mogelijk is een PAC-systeem te bouwen dat de genoemde problemen ten aanzien van veiligheid en horizonvervuiling niet heeft. Dit zal gedemonstreerd worden aan de hand van een technisch haalbaar globaal ontwerp voor een PAC met een laag waterpeil in het reservoir.

---

## 1.6 Probleemaanpak

Zoals in de doelstelling (paragraaf 1.5) is vermeld, is er een technisch haalbaar globaal ontwerp gemaakt voor een PAC met laag reservoirpeil. Dit ontwerp is als volgt tot stand gekomen:

- 1) Begonnen is met een literatuurstudie, om inzicht in de materie te verkrijgen en een programma van eisen op te kunnen stellen.
- 2) Uit verschillende bronnen werd vernomen dat een PAC met laag reservoirpeil veel kwelwater zou aantrekken. Zoveel zelfs, dat een ontwerp maken zinloos zou zijn zonder dit probleem op te lossen. Allereerst is daarom gepoogd dit probleem in kaart te brengen.
- 3) Vervolgens is een goede projectlocatie gezocht. Een goede projectlocatie moet aan een aantal eisen voldoen. Deze eisen zijn opgenomen in het PVE (hoofdstuk 2).
- 4) Daarna is een uitgebreide grondbalans gemaakt, om inzicht te verkrijgen in het benodigde grondverzet en de oppervlakte grond die met de aanleg van de PAC gepaard gaan.
- 5) Met behulp van de resultaten van de grondbalans zijn de te verwachten kweldebieten geschat. Deze schattingen bleken voldoende laag om een ontwerp voor een PAC met laag reservoirpeil op te stellen.
- 6) Nu het zinvol leek een ontwerp op te stellen, is gezocht naar een uitvoeringsmethode voor een PAC met laag reservoirpeil en zijn globale ontwerpen gemaakt voor de belangrijkste harde kunstwerken: turbinebehuizingen, druckleidingen en doorlaatwerken.
- 7) Er is tevens een inventarisatie gemaakt van de kunstwerken, waaraan in dit afstudeerproject verder slechts weinig aandacht wordt geschonken.
- 8) Tenslotte is het ontwerp geëvalueerd en getoetst aan het PVE.

Opgemerkt wordt dat de indeling niet zo zwart-wit is als het bovenstaande lijstje wellicht doet vermoeden. Verschillende stappen lopen in elkaar over, er is veelvuldig teruggekoppeld en sommige stappen zijn ook diverse keren doorgewerkt, omdat in een later stadium wel eens bleek dat de gevonden resultaten niet voldeden.



---

## 2. PROGRAMMA VAN EISEN

### 2.1 Inleiding

Alvorens te gaan ontwerpen, moet duidelijk worden aan welke eisen een ontwerp moet voldoen. Deze eisen kunnen allerlei bepalingen bevatten, zoals op het gebied van afmetingen of materiaalgebruik, of eisen ten aanzien van emissies van schadelijke stoffen of geluiden. Al deze eisen samen vormen het programma van eisen (PVE). In de volgende paragraaf wordt het PVE voor de PAC met laag reservoirpeil gegeven. De eisen volgen deels uit de literatuurstudie (bijvoorbeeld de prestatie-eisen), deels uit overleg met begeleiders of gesprekspartners van buitenaf (bijvoorbeeld eisen met betrekking tot kwelwater), en deels uit de beperkingen die een afstudeerproject met zich meebrengt (bijvoorbeeld het beschouwen van diverse doorlatendheden in berekeningen).

### 2.2 Programma van eisen

Het PVE is ingedeeld in 4 groepen: prestatie-eisen, eisen met betrekking tot de omgeving, ontwerp-eisen en uitvoeringseisen. Geordend naar deze indeling worden de eisen in het navolgende genoemd.

#### 2.2.1 prestatie-eisen

Het ontwerp moet vergelijkbare prestaties leveren als de PAC's in bestaande plannen, teneinde een vergelijking met deze plannen mogelijk te maken. Dit leidt tot de volgende eisen:

- De PAC moet een garantievermogen leveren van 1500 MW;
- De PAC moet een energie-inhoud hebben van 30 GWh.

#### 2.2.2 eisen met betrekking tot de omgeving

Elk bouwwerk heeft invloed op zijn omgeving, omgekeerd geldt ook dat de omgeving invloed heeft op elk bouwwerk dat erin wordt gebouwd. Deze invloeden kunnen zowel positief als negatief zijn en moeten dus goed worden geanalyseerd, om er zo goed mogelijk op in te kunnen spelen. Met betrekking tot de omgeving worden de volgende eisen gesteld:

- De PAC moet worden gesitueerd op een locatie die onder Nederlands beheer staat;
- Bij de locatiekeuze voor de PAC moet zoveel mogelijk rekening worden gehouden met het huidige gebruik van de locatie;
- De PAC mag geen gevaar opleveren voor de huidige gebruikers;
- De huidige gebruikers mogen geen gevaar opleveren voor de PAC;

- 
- Met het oog op het innovatieve karakter van het project moet in de dijk een uitgebreid monitoringsysteem worden aangebracht, zodat het gedrag van de dijk goed te volgen is en er, indien nodig, tijdig kan worden ingegrepen met constructieve of beheerstechnische maatregelen.

### 2.2.3 ontwerpseisen

In de Nederlandse situatie geldt dat bouwwerken moeten voldoen aan de geldende bouwvoorschriften. Om dit te waarborgen bestaan er talloze ontwerpregels, vastgelegd in normen, zoals de NEN6720 (TGB 1990 - Voorschriften Beton) of de NEN6740 (TGB 1990 - Geotechniek, basiseisen en belastingen). Normaal gesproken moeten ontwerpen voldoen aan deze normen. In overleg met de betrokken partijen kan er eventueel van worden afgeweken. Dit leidt tot de volgende, algemene eis:

- In principe moet het ontwerp van de PAC voldoen aan het in de diverse normbladen gestelde.

Verder kennen veel bouwwerken specifieke problemen. In het geval van een PAC met laag reservoirpeil gaat het dan bijvoorbeeld om de te verwachten kweldebieten. Ook hieruit vloeien enkele eisen voort. Bovendien moet een ontwerp kunnen worden gebouwd. Dit leidt tot de eis dat de uitvoering met bestaande technieken kan geschieden.

- De te verwachten hoeveelheden kwelwater moeten worden ingeschat;
- Indien er onvoldoende gegevens van de bodemgesteldheid op de projectlocatie voorhanden zijn, moet rekening worden gehouden met ongunstige omstandigheden;
- De PAC moet kunnen worden gebouwd met bestaande technieken. Hiermee moet in de ontwerpfase rekening worden gehouden.

### 2.2.4 uitvoeringseisen

De uitvoering van bouwwerken is streng gereguleerd (bijvoorbeeld in de ARBO-wetgeving). Dit is noodzakelijk omdat in verleden en heden de bouw een bedrijfstak is met een hoog risico op ongevallen en arbeidsongeschiktheid. Strenge veiligheidsmaatregelen zijn daarom zeer belangrijk. Bovendien geldt dat een ontwerp gerealiseerd moet kunnen worden, en dat hoewel technologische ontwikkelingen snel gaan, er niet zonder meer mag worden gerekend op de uitvinding van dat ene stuk materieel waardoor een bepaald uitvoeringsprobleem in een klap wordt opgelost. Met het oog op de uitvoering wordt daarom het volgende gesteld:

- Het ontwerp moet zodanig uit te voeren zijn, dat de veiligheid van mens en machine niet in het gedrang komt;
- Het ontwerp moet met bestaande technieken te realiseren zijn.

---

## 2.3 Globale lay-out PAC

### 2.3.1 inleiding

Een PAC met laag reservoirpeil bestaat in hoofdzaak uit drie onderdelen: een bekken, een mechanisme om water in en uit het bekken te kunnen laten en een mechanisme dat energie aan instromend water kan onttrekken en dat energie aan water kan toevoegen om dat water weer uit het bekken te kunnen krijgen. Deze onderdelen samen leveren de globale lay-out van de PAC. Het verdere ontwerp wordt hierop gebaseerd. De globale lay-out komt hieronder aan de orde.

### 2.3.2 indeling PAC

Ter verduidelijking wordt verwezen naar tekeningen PAC-01 en PAC-02. Het bekken van de PAC bestaat uit een grote, gegraven, kom in de bodem. Het zand dat vrijkomt wordt gebruikt voor de dijk die het bekken beschermt. Gezien de grote hoeveelheden vrijkomend zand kan deze dijk zeer breed worden. Dit beperkt het kwelbezwaar enigszins en levert meteen een flinke landaanwinst op.

In de dijk zijn doorlaatwerken opgenomen. Uit [1, 2] is gebleken dat doorlaatwerken in de dijk, met een waterkerende functie, economischer is dan inlaat-/uitlaatpunten buiten de dijk, met leidingen door de dijk.

Het water kan via grote drukleidingen bij de turbines komen, die zijn opgenomen in de turbinebehuizingen aan de teen van de dijk. Plaatsing van de turbinebehuizingen aan de teen van de dijk is volgens [1, 2] de meest economische oplossing, in vergelijking met plaatsing verder naar het midden van het bekken. Bovendien is gebleken dat concentratie op één punt van de harde kunstwerken goedkoper uitvalt dan spreiden over meerdere plaatsen (de kunstwerken kunnen bijvoorbeeld worden gespreid over 2 of 4 locaties. Spreiding zou gunstig kunnen zijn voor waterstromingen (en de daaruit voortvloeiende belastingen) rond de PAC en in het bekken).

Opgemerkt wordt, dat de PAC in [1, 2] een PAC met een hooggelegen bekken is en dat andere oplossingen voor een PAC met laag reservoirpeil eventueel economischer zouden kunnen zijn. Om dat te kunnen bepalen is een veel omvangrijker onderzoek nodig dan in een afstudeerproject is te vatten. Daarom wordt aangenomen dat de configuratie, die in de literatuur wordt aangehouden, ook voor een PAC met laag reservoirpeil de meest economische is.

Verder wordt nog opgemerkt dat er nog diverse andere kunstwerken nodig zijn voor het optimaal en veilig functioneren van een PAC, bijvoorbeeld een (werk)haven, veiligheidsvoorzieningen, controle-apparatuur en een verbinding met het hoogspanningsnet.

De hierboven geschetste indeling wordt in het verloop van dit rapport verder uitgebouwd.

---

## 3. LOCATIEKEUZE

### 3.1 Inleiding

Een groot bouwwerk, zoals een PAC, heeft een grote invloed op zijn omgeving en kan dus niet zomaar ergens worden geprojecteerd en dan worden gebouwd. De locatie moet aan diverse voorwaarden voldoen en om niet te veel hinder te veroorzaken, moet ook terdege rekening worden gehouden met het huidige gebruik van de locatie. Ook is het belangrijk dat er rekening wordt gehouden met activiteiten die op de kruin van de ringdijk ontplooid kunnen worden (een tweede nationale luchthaven bijvoorbeeld).

De projectlocatie is bepaald aan de hand van de belangrijkste aspecten, te weten diepte, bodemsamenstelling en zeestromen, in combinatie met het huidige gebruik van potentiële locaties. Het zoeken naar een projectlocatie is beperkt tot het Nederlandse deel van het continentaal plat (NCP = Nederlands Continentaal Plat). Dit omdat enerzijds duidelijk is dat er zoveel water nodig is dat de zee als locatie voor de hand ligt, en anderzijds omdat het een project voor de Nederlandse situatie betreft (zie PVE, hoofdstuk 2), dus zoeken naar een locatie op andere delen van het continentaal plat is niet zinvol.

In het navolgende worden de beschouwde aspecten besproken en wordt aangegeven wat de gevolgen zijn voor de projectlocatie. Achtereenvolgens komen aan de orde: de diepte, de bodemsamenstelling en de stroming ter plaatse (paragrafen 3.2, 3.3 en 3.4), de veiligheid met betrekking tot het huidige gebruik (paragraaf 3.5) en het milieu (paragraaf 3.6). In paragraaf 3.7 wordt het geheel samengevat en volgt een aanbeveling voor een projectlocatie.

### 3.2 Diepte

De diepte op de projectlocatie is een zeer belangrijke parameter voor de locatiekeuze. Enerzijds moet de zee ter plaatse voldoende diep zijn om voldoende water snel aan en af te kunnen voeren (in ondiep water kan eventueel een geul worden gebaggerd). Anderzijds mag de zee ook weer niet te diep zijn, omdat dit problemen tijdens de bouw kan geven. De diepte van de Noordzee is uitgebreid in kaart gebracht. Voor dit afstudeerproject is gebruik gemaakt van een dieptekaart, ontleend aan [28]. Deze kaart is weergegeven in figuur 3.1.

In het algemeen kan worden gesteld dat vanwege de aan te leggen leidingen een zo kort mogelijke afstand tot de kust aantrekkelijk is (een korte afstand tot de kust betekent kortere transportroutes, kortere leidingstraten, enzovoort. Duidelijk is dat dit belangrijke kostenposten zijn!). Dit is echter niet altijd mogelijk, vanwege huidige functies (zie de volgende paragrafen) of een eventuele toekomstige functie, zodat locaties op ruimere afstand van de kust niet bij voorbaat worden uitgesloten. De consequenties die een locatie op ruime afstand van de kust heeft (mogelijk veel dieper water, zwaardere golfaanval, duurdere verbindingen met het vasteland, enzovoort), zullen in de uiteindelijke afweging een belangrijke rol spelen.

---

## 3.3 Bodemsamenstelling

### 3.3.1 inleiding

De Noordzeeatlas [28] geeft onder andere informatie over de samenstelling van de zeebodem (zie figuur 3.2). Deze informatie is echter beperkt tot de bovenste halve meter van de zeebodem. Duidelijk is dat voor een PAC deze informatie niet voldoende is. Er zijn gegevens nodig over de bodemsamenstelling en bodemeigenschappen tot op grote diepte om met enige zekerheid uitspraken te kunnen doen over zaken als draagvermogen, doorlatendheid voor water en aanwezigheid van voldoende bouwmaterialen voor de ringdijk.

Om de benodigde informatie te verzamelen is eerst een bezoek gebracht aan Grondmechanica Delft. Daar bleek dat de gevraagde informatie niet voorhanden was. Vervolgens is onderzoek gedaan in de archieven van de Rijks Geologische Dienst in Haarlem. Ook hier werden niet de gewenste resultaten geboekt. Wel is enig inzicht verschaft in de samenstelling van de bodem. Op dit moment loopt er een grote meetcampagne in de zuidelijke helft van het NCP, maar de tot nu toe verzamelde gegevens zijn nog niet beschikbaar. Er wordt overigens ook nu slechts tot op geringe diepte (circa 10 m) in de zeebodem bemonsterd. In de volgende subparagraaf wordt de bodemopbouw beschreven.

### 3.3.2 opbouw Noordzeebodem

De bovenste twee- à driehonderd meter (de grootste diepten verder op zee) van het Noordzeebekken bestaan uit kwartaire lagen. Voor de beschouwde plaatsen betekent dit dat er tot ongeveer tweehonderd meter diepte hoofdzakelijk zand voorkomt. Tot op ongeveer 3 kilometer uit de kust komen hier en daar nog grote pakketten klei voor, dit zijn dan vaak mariene Eernafzettingen. De zandlagen bestaan meestal uit fijne ( $D_{50}$  0,125-0,25 mm) of middelfijne ( $D_{50}$  0,25-0,50 mm) zanden. De pakking van deze zandlagen varieert nogal: in de toplagen is de pakking zeer los, maar al vanaf enkele meters beneden de zeebodem wordt de pakking snel dichter. De bedekking door landijs in de ijstijden heeft hier zeker aan bijgedragen. Op enkele plekken zijn in het verleden al eens sonderingen gemaakt. Deze leverden conusweerstand op die tot ver boven de 30 MN/m<sup>2</sup> opliepen vanaf ongeveer 8 m beneden de zeebodem. In hoeverre deze waarden representatief zijn is nog maar de vraag. De zandlagen worden af en toe doorsneden door kleine kleilagen of laagjes met silt. In het algemeen is er minder dan 8% fijne fractie ( $D_{50} < 0,063$  mm) aanwezig. Zeer lokaal worden ook kleine hoeveelheden grind aangetroffen.

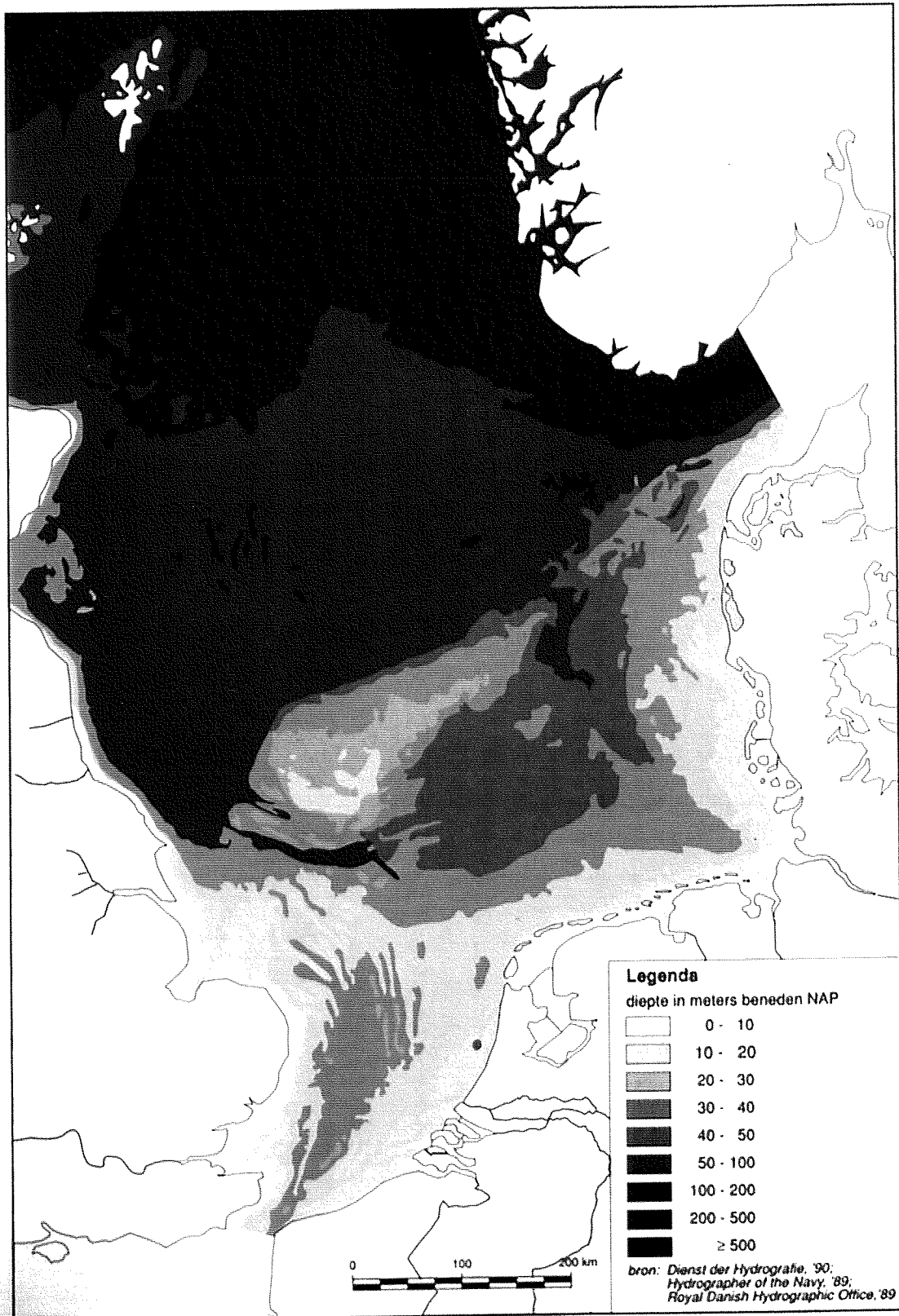
Het voorgaande betekent, dat er in eerste instantie voldoende reden is om aan te nemen dat er voldoende zand in de bodem zit om een ringdijk op te kunnen werpen, dat de bodem sterk genoeg is om deze te kunnen dragen, en dat er zó weinig slappe lagen zijn dat er geen grote zettingsverschillen (dit is vooral van belang voor de stabiliteit van de harde kunstwerken) verwacht hoeven te worden. Het betekent echter ook dat er geen natuurlijke bodemafdichting voor het bekken aanwezig is, en dat er dus naar een andere oplossing voor het kwelprobleem gezocht moet worden. Wat betreft de overige grondparameters wordt hier volstaan met de opmerking dat er moet worden gewerkt met aannames, en dat de verkregen resultaten met voorzichtigheid moeten worden gebruikt.

Op de volgende pagina's, ontleend aan [28] (de grijze stip in de figuren geeft de projectlocatie weer, zie paragraaf 3.7.2):

figuur 3.1: Dieptekaart Noordzee.

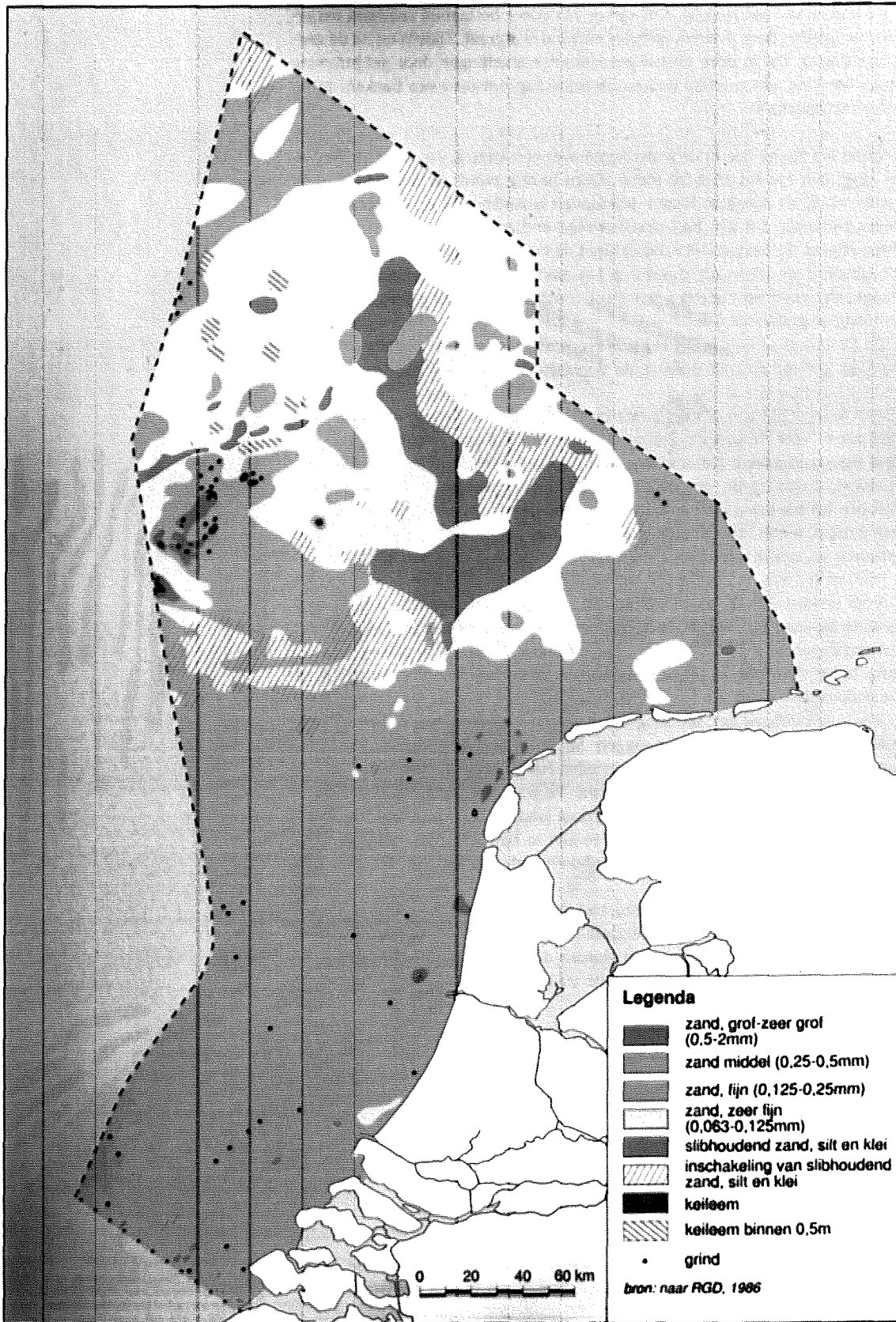
figuur 3.2: Samenstelling bovenste 50 cm van de zeebodem.

## Waterdiepte





## Samenstelling van het bodemoppervlak







---

## 3.4 Stroming

Duidelijk is dat de stroming grote invloed kan hebben op de technische haalbaarheid van een PAC. Als er een sterke stroming staat kan dat het storten en spuiten van zand ernstig bemoeilijken. Voor de bepaling van het stromingsklimaat op de Noordzee is gebruik gemaakt van de Stroomatlas Noordzee [29]. Gebleken is dat er tot 25 km uit de kust stromingen voorkomen tot 1,5 mijl per uur (ongeveer 0,8 m/s) bij gemiddeld springtij. Hierbij is de invloed van de wind niet meegenomen. De in de Stroomatlas opgegeven waarden geven geen aanleiding tot onoverkomelijke problemen, hoewel bij het opstellen van het ontwerp en een uitvoeringsmethode wel rekening moet worden gehouden met zandverliezen als gevolg van erosie door stroming. Verder dient te worden opgemerkt dat de optredende waarden duidelijk kunnen afwijken, vooral bij grote bodemvariaties, zoals geulen. Er is dus een gedegen veldonderzoek nodig naar de werkelijk optredende stromingen, als verwacht mag worden dat er in verband hiermee problemen zullen ontstaan.

## 3.5 Huidig gebruik en veiligheid

De Noordzee is een van de meest geëxploiteerde en drukst bevaren zeeën ter wereld. Bij de locatiekeuze ten behoeve van een PAC moet dus zorgvuldig bekeken worden of hierdoor de veiligheid van enerzijds de PAC en anderzijds de overige gebruikers niet in het geding komt. Met andere woorden: er moet een locatie gekozen worden, zodanig dat er geen problemen ontstaan bij een zorgvuldig en veilig gebruik van de Noordzee.

Het huidige gebruik van de Noordzee is goed in kaart gebracht, zie de figuren 3.3 t/m 3.6. In deze figuren is weergegeven waar de belangrijke scheepvaartroutes liggen, waar bijvoorbeeld productieplatforms voor olie of gas zijn gesitueerd en bijvoorbeeld waar de marine oefent. Al deze figuren op elkaar geprojecteerd laten zien waar een PAC gesitueerd kan worden. Uit de figuren blijkt dat de PAC lang niet overal in te passen is, gezien het grote ruimtebeslag van een PAC: een cirkel met een diameter van circa 4 tot 9 km op zeebodenniveau, afhankelijk van de gekozen variant.

## 3.6 Milieu

### 3.6.1 inleiding

Het grote voordeel van een PAC is dat er bespaard kan worden op de installatie en het onderhoud van thermische eenheden: de basislast wordt beter benut en het piekvermogen kan worden geleverd door de PAC. Bovendien wordt er bespaard op brandstofkosten, omdat energie uit kolen of nucleaire energie goedkoper is dan energie uit olie of gas. Dit voordeel weegt op tegen het iets hogere brandstofverbruik (er gaat wat energie verloren bij de omzettingen). Naast de lichte toename in brandstofverbruik kleeft er nog een aantal milieutechnische bezwaren aan een PAC. Hier wordt volstaan met een opsomming van enkele aspecten, en ook hoe de invloed hiervan zoveel mogelijk kan worden beperkt. In dit afstudeeronderwerp wordt er verder geen onderzoek naar verricht. Vermeld worden slechts: micro-klimaat (3.6.2), visstand (3.6.3) en grondwater (3.6.4).

---

### 3.6.2 micro-klimaat

In hoofdstuk 1 werd al vermeld dat een stuwmeer veranderingen in het micro-klimaat teweeg brengt, die grote ecologische gevolgen kunnen hebben. Het grote watervolume in een stuwmeer zorgt bijvoorbeeld voor lagere temperaturen aan de oevers in de zomer in vergelijking met de oorspronkelijke situatie, omdat het water veel warmte absorbeert (dit is te vergelijken met het zeeklimaat van Nederland). Deze klimaatsverandering zorgt er niet alleen voor dat er bepaalde soorten planten en dieren verdwijnen, maar ook dat soorten die oorspronkelijk niet in het gebied voorkwamen, door de aanwezigheid van het stuwmeer een nieuwe habitat kunnen vinden. De ecologische veranderingen houden dus niet alleen verarming in!

Aangezien in deze studie de PAC op zee wordt gepland, zal de invloed ervan op het klimaat te verwaarlozen zijn; hieraan hoeft derhalve geen verdere aandacht te worden besteed. Overigens treden er mogelijk wel ecologische veranderingen op door de aanwezigheid van de dijk. Deze dijk brengt immers een grote zone van land en ondiep water met zich mee, waarin diverse soorten kunnen leven: vogels, insecten, kleine zoogdieren, schelpdieren, enzovoort. Wellicht kunnen er op het buitentalud van de dijk op commerciële basis activiteiten plaatsvinden in deze richting: mossel- en oesterkwekerijen.

### 3.6.3 visstand

Het tweede voor de hand liggende probleem is de invloed van de PAC op de visstand in de Noordzee. Ten behoeve van de PAC-studie voor het IJsselmeer is onderzoek gedaan naar de achteruitgang van de visstand [1, 2]. Uit deze studie kwam naar voren dat de hoeveelheid vis in het IJsselmeer flink zou dalen, voor sommige soorten zelfs met 60%. Voor de PAC-studie naar de Brouwersdamlocatie is een dergelijk onderzoek niet uitgevoerd, omdat de invloed van een relatief klein gebied op de visstand in de hele Noordzee te klein werd geacht om mee te nemen in de studie, die in relatief korte tijd en voor relatief weinig geld gedaan moest worden. Een PAC kan op drie manieren de visstand beïnvloeden:

- sterfte door mechanische invloeden;
- sterfte door drukval;
- wegtrekken vis door veranderend stromingspatroon.

Sterfte door mechanische invloeden houdt in dat vissen worden gedood doordat ze in de turbines of de leidingen in aanraking komen met wanden of draaiende delen. Deze sterfte kan nauwelijks worden voorkomen. Eventueel kan een rooster bij de inlaten voorkomen dat de grootste dieren naar binnen worden gezogen.

Op de volgende pagina's, ontleend aan [28] (de grijze stip in de figuren geeft de projectlocatie weer, zie paragraaf 3.7.2):

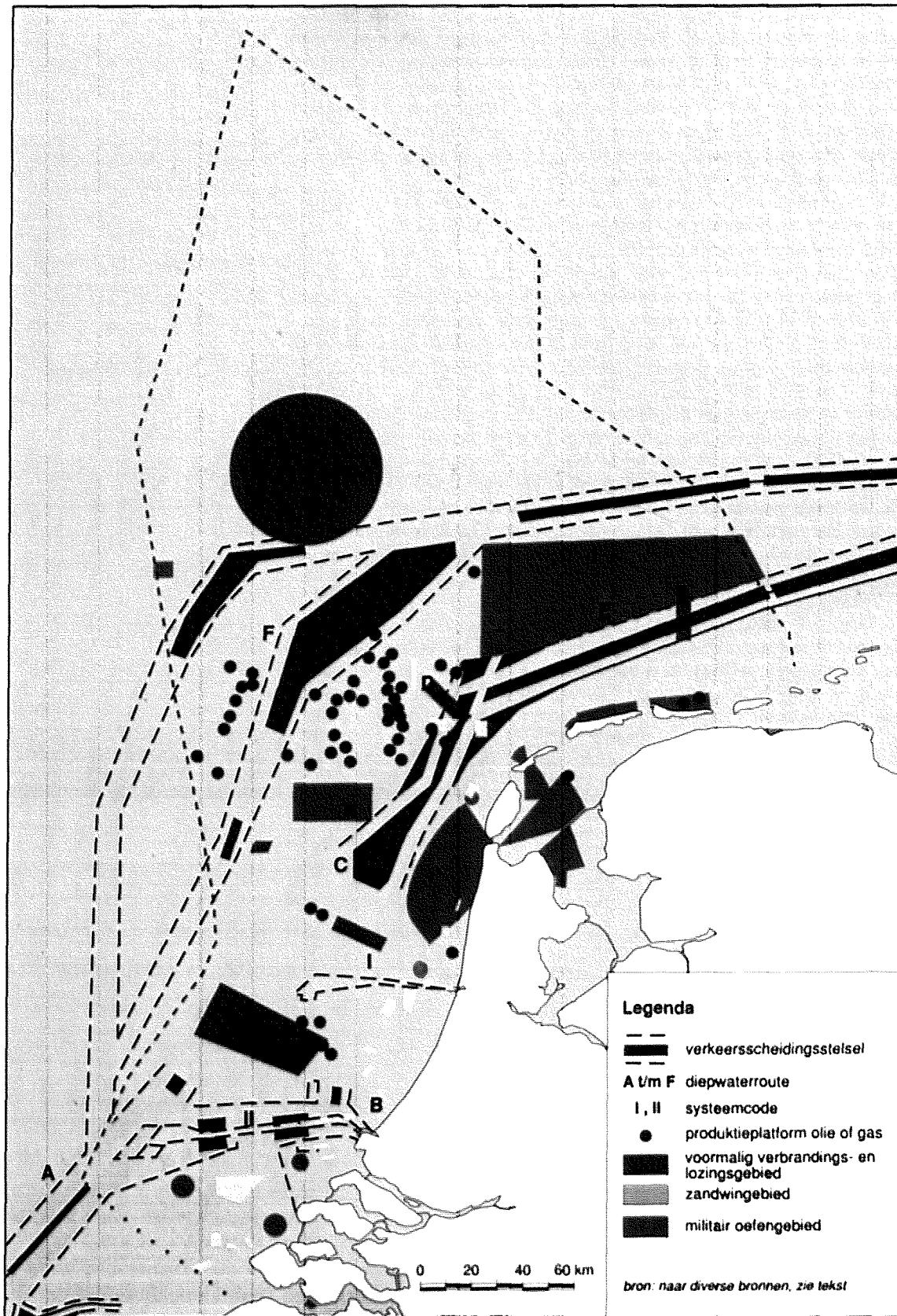
figuur 3.3: Overzicht ruimtegebruik op het NCP.

figuur 3.4: Scheepvaartintensiteit op de Noordzee.

figuur 3.5: Overzicht productieplatforms en pijpleidingen op het NCP.

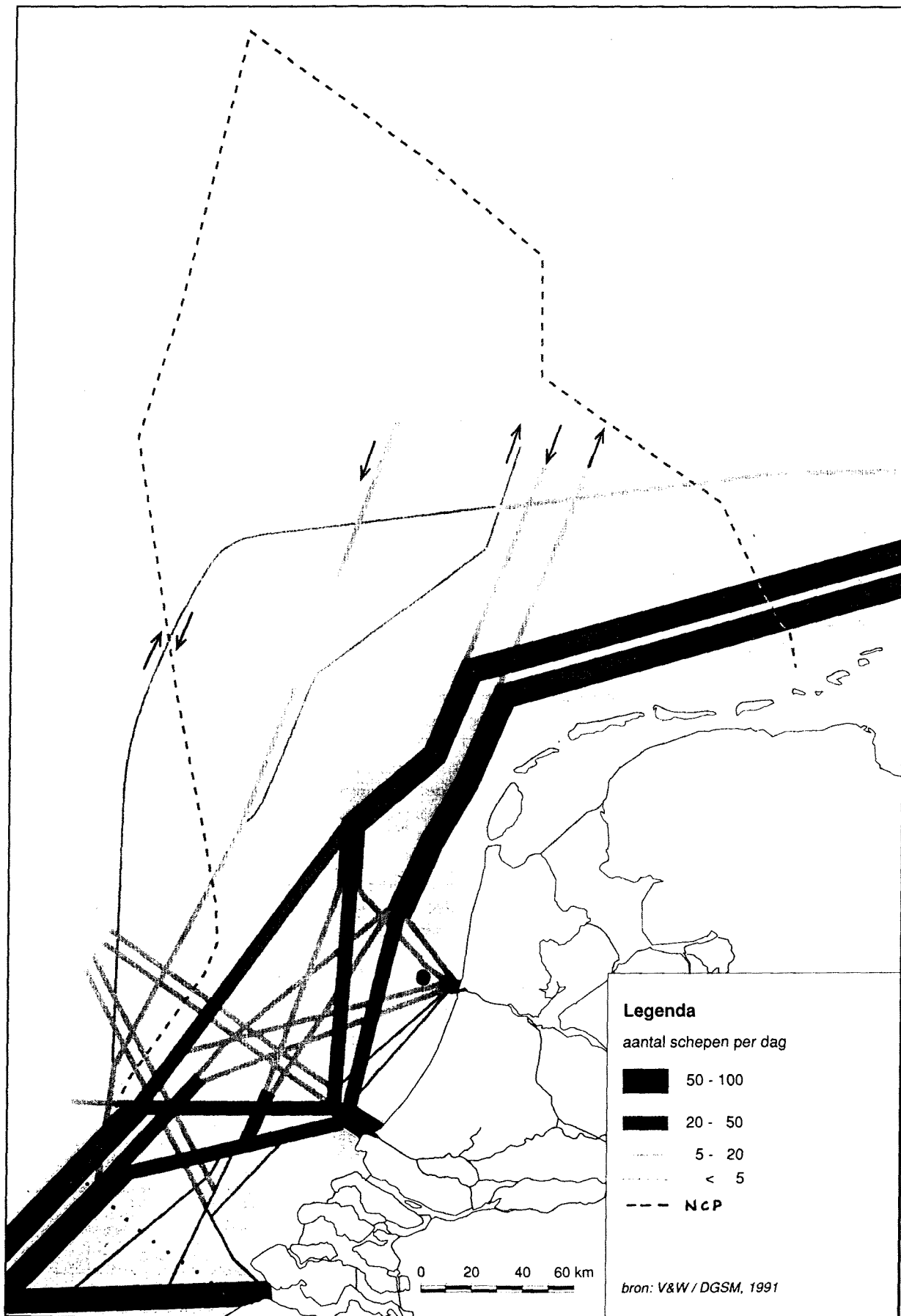
figuur 3.6: Overzicht telecommunicatiekabels in de Noordzee.

# Ruimtegebruik op het NCP in 1990



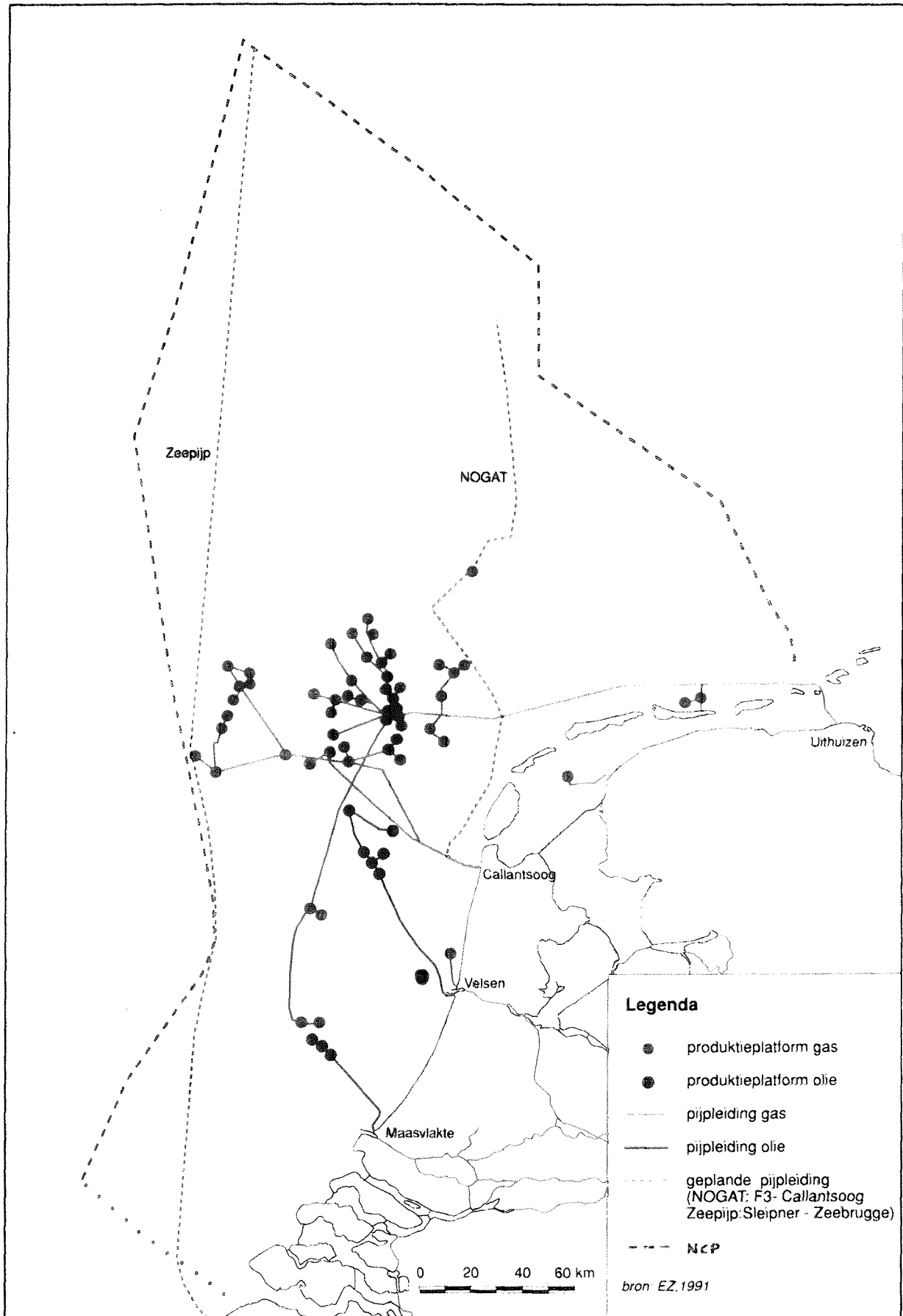


# Scheepvaartroutes en verkeersintensiteit





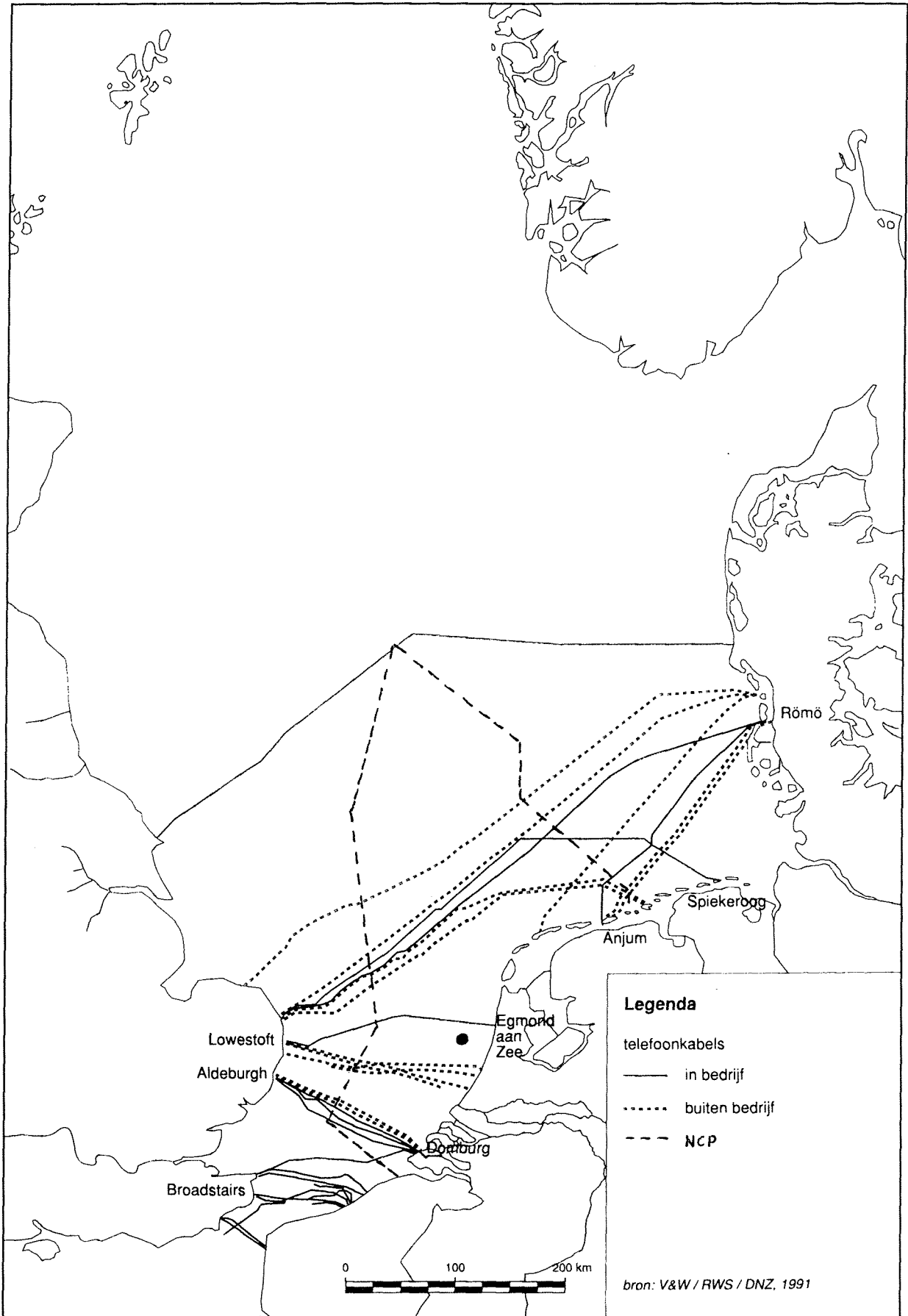
# Productieplatforms en pijpleidingen op het NCP







# Telecommunicatiekabels





---

Sterfte door drukval houdt in dat vissen sterven doordat ze niet bestand zijn tegen de grote drukfluctuaties die proceswater in een PAC ondergaat. Sommige vissoorten zijn zeer gevoelig voor deze fluctuaties. De grootste drukverschillen treden op in de turbinewaaier. Het winnen van energie gaat gepaard met een sterke daling van de potentiële energie van het water, die te vertalen is in een grote drukval. Volgens [1,2] zou sterfte door drukval te beperken zijn door toepassing van een grote spuikom. Er wordt echter niet uitgewerkt hoe een spuikom de drukval beperken kan. Het nut van een spuikom met betrekking tot sterfte door drukval wordt daarom betwijfeld. De totale drukval ligt immers vast (valhoogte) en verandert niet. Ook aan de locatie waar de druk het meest daalt kan niets worden veranderd. Dit is en blijft de turbinewaaier.

Wegtrekken van vis doordat de PAC het stromingsbeeld in de Noordzee verandert is slechts van lokale invloed, omdat de vis waarschijnlijk tot net buiten de invloedssfeer van de PAC (als daar voldoende voedsel te vinden is) zal trekken. Dit laatste punt zal dus nauwelijks de visstand als zodanig beïnvloeden, de verspreiding van bepaalde vissoorten in de Noordzee kan wel wat veranderen.

De bouw van een PAC heeft zoals vermeld ook positieve effecten op het ecosysteem in de zee: door de grote hoeveelheid ondiep water die wordt gecreëerd, kunnen diverse soorten een biotoop vinden in (de nabijheid van) de PAC. Er kan dus een grotere soortenrijkdom ontstaan.

#### 3.6.4 grondwater

Een ander probleem bij PAC's kan worden gevormd door veranderingen in grondwaterstromingen in de omgeving van een PAC. Bij reservoirs met hoge waterpeilen kan dit een kwelwaterbezwaar tot in de ruime omtrek van de PAC tot gevolg hebben, bij een PAC met een laag reservoirpeil zou de grondwaterstand in de omgeving kunnen dalen, doordat de lage waterspiegel in de PAC en de hogere grondwaterstanden buiten een waterstroom richting PAC op gang brengen. Bij een locatie op zee, zeker op ruime afstand van de kust, is dit probleem niet aan de orde.

---

## 3.7 Samenvatting en keuze projectlocatie

Hieronder (subparagraaf 3.7.1) worden de resultaten uit de voorgaande paragrafen kort genoemd. Op basis van deze resultaten wordt in subparagraaf 3.7.2 een projectlocatie aangewezen.

### 3.7.1 samenvatting

In de voorafgaande paragrafen is een aantal constatering en zijn conclusies getrokken die van grote invloed zijn op de locatiekeuze voor een PAC. Hieronder worden de bedoelde resultaten kort samengevat:

- De bodem van de Noordzee bestaat vooral uit fijne en middelfijne zanden, die tot op meer dan tweehonderd meter diepte voorkomen. Er is een geringe hoeveelheid fijne fractie aanwezig. Er hoeft niet te worden gerekend op grote kleipakketten. Geohydrologische gegevens zijn niet beschikbaar;
- De stromingen op de Noordzee zijn van een zodanige aard, dat er zonder veel problemen gebruik kan worden gemaakt van in de baggertechniek bekende uitvoeringsmethoden;
- Gezien de uitgebreide exploitatie van het NCP blijven er hoofdzakelijk onaantrekkelijke plekken (erg ver van de kust) over voor de PAC. Bouw op dergelijke plekken wordt waarschijnlijk te duur om economisch aantrekkelijk te zijn, vooral vanwege de dan zeer lange verbinding van de 380 kV-leiding met het vasteland;
- Er zijn echter enige plekken aan te wijzen, relatief dicht onder de kust, waar een PAC zonder veel bezwaren te projecteren is. Een van deze plekken zal de projectlocatie worden;
- Een PAC kan grote gevolgen voor het milieu hebben, zowel negatief (vissterfte) als positief (toename soortenrijkdom).

### 3.7.2 keuze projectlocatie

Met behulp van het hiervoor bepaalde kan een keuze worden gemaakt voor een bepaalde locatie, waar de PAC met laag reservoirpeil kan worden gebouwd. Dat gebeurt in het navolgende. In het kort komt de gevolgde procedure neer op het op elkaar projecteren van de gebruikskarten en de kaart met dieptegegevens. De plaatsen waaraan geen gebruikersfuncties toegekend zijn en die een goede diepte hebben, zijn in principe geschikt als projectlocatie. De gevonden plekken worden tegen elkaar afgewogen en de locatie die er het gunstigst uitziet wordt aanbevolen als projectlocatie.

#### *noordelijke punt NCP*

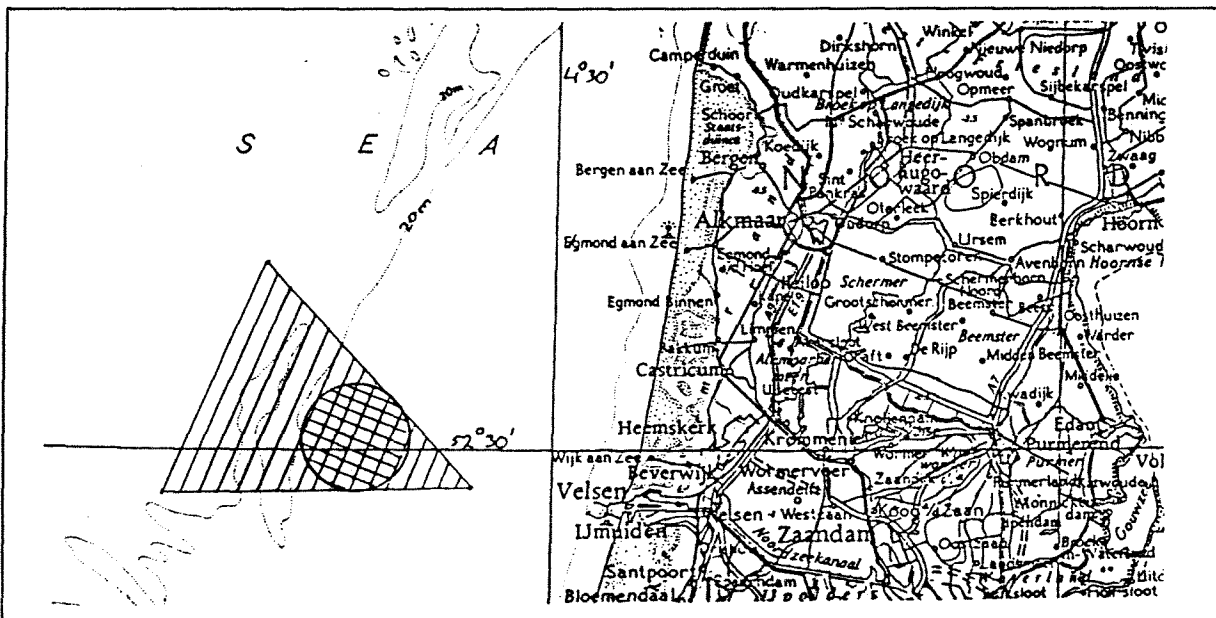
Met het oog op het huidige gebruik zou de PAC het eenvoudigste ergens in de noordelijke punt van het NCP kunnen worden geprojecteerd (zie figuren 3.1 t/m 3.6). Helaas is daar het water diep (30-50 meter), zodat er waarschijnlijk materiaal voor de ringdijk moet worden aangevoerd. Daarnaast is de afstand tot de kust erg groot, wat een lange en dus dure leidingenstraat naar het vaste land noodzakelijk maakt. In de uiterste noordelijke punt van het NCP ligt een deel van de Doggersbank, een uitgestrekte ondiepte waar bij zware stormen golven uit het noordwesten breken. Nog afgezien van de nog grotere afstand tot de kust, is deze locatie vanwege de grote hoeveelheden slibafzettingen en de genoemde golfbelastingen minder geschikt.

### tegen de huidige kust

Ook vlak onder de kust zijn er mogelijkheden, bijvoorbeeld een paar kilometer ten westen van Katwijk. Helaas is hier de zee erg ondiep (8-10 meter), wat erg ongunstig is vanwege het grondverzet. Mocht overigens worden besloten tot een grootschalige landaanwinst voor de Zuid-Hollandse kust (zoals bijvoorbeeld in het Plan Waterman uit de zeventiger jaren), wordt het wellicht wel aantrekkelijk locaties vlak onder de kust te beschouwen, omdat het vrijkomende zand dan hard nodig is voor de aanleg van land. Deze mogelijkheid wordt hier echter niet nader uitgewerkt.

### ter hoogte van IJmuiden

Alle gebruiksfiguren beschouwend blijkt dat een locatie op circa 16 km ten westen van IJmuiden, grofweg op de coördinaten  $52^{\circ}30' \text{NB}$ ,  $4^{\circ}17' \text{OL}$  zeer geschikt is als projectlocatie. Deze plek ligt in het oostelijke kwart van een driehoek (zie figuur 3.7) waar het water 15 tot 20 meter diep is, de bodem geen sterke variaties in hoogte heeft, en waar op dit moment geen activiteiten van betekenis zijn. De randen van deze driehoek worden gevormd door een tweetal scheepvaartroutes van en naar IJmuiden (de zuidelijke en de noordoostelijke rand) en een grote scheepvaartroute in noord-zuidrichting (westrand). In de driehoek bevinden zich geen productieplatformen en dergelijke, in het gebied wordt wel gevestigd. Door een duidelijke rij boeien kan de scheepvaart onder normale omstandigheden worden weggehouden bij de PAC. In geval van nood kan een brede, ondiepe, zone waarin schepen vastlopen uitkomst bieden.



figuur 3.7: Projectlocatie. Het gearceerde deel geeft het vrije gebied aan, het dubbelgearceerde deel de exacte locatie. Kaart ontleend aan [43].

### conclusie

Alles overziend blijkt dat een locatie op circa 16 kilometer ten westen van IJmuiden, grofweg op de coördinaten  $52^{\circ}30' \text{NB}$ ,  $4^{\circ}17' \text{OL}$  het geschiktst is als projectlocatie. Deze plek ligt in het oostelijke kwart van een driehoek (zie figuur 3.7) waarin het water 15 tot 20 meter diep is en de bodem geen sterke hoogtevariaties heeft. Behalve visserij zijn er op dit moment geen activiteiten van betekenis in dit gebied.

De gekozen locatie is een optimum van waterdiepte, huidig gebruik en afstand tot de kust. De andere locaties vallen elk om één of meerdere van deze redenen af.

---

## 4. VASTSTELLING HOOFDAFMETINGEN

### 4.1 Inleiding

Nu de projectlocatie bekend is kunnen de hoofdafmetingen van de PAC worden bepaald. De zee- diepte ter plaatse is een van de basisvariabelen in de opgestelde grondbalans en moest dus bekend zijn voordat de balans kon worden gemaakt. De grondbalans is gemaakt om de aan- en afvoer van bodemmaterial te minimaliseren (een van de eisen in het PVE).

De hoofdmaten zijn bepalend voor alle overige afmetingen van de PAC. Onder de hoofdmaten van de PAC worden verstaan:

- de gemiddelde valhoogte;
- de dikte van de pendelende schijf;
- het volume van de pendelende schijf;
- het gemiddelde debiet in de turbinefase;
- de taluds aan de binnenzijde van het bekken;
- de diameter van de PAC;
- het aanlegniveau van de bekkenbodem;
- het verloop van de buitentaluds van de dijk;
- de kruinhoogte en -breedte van de dijk.

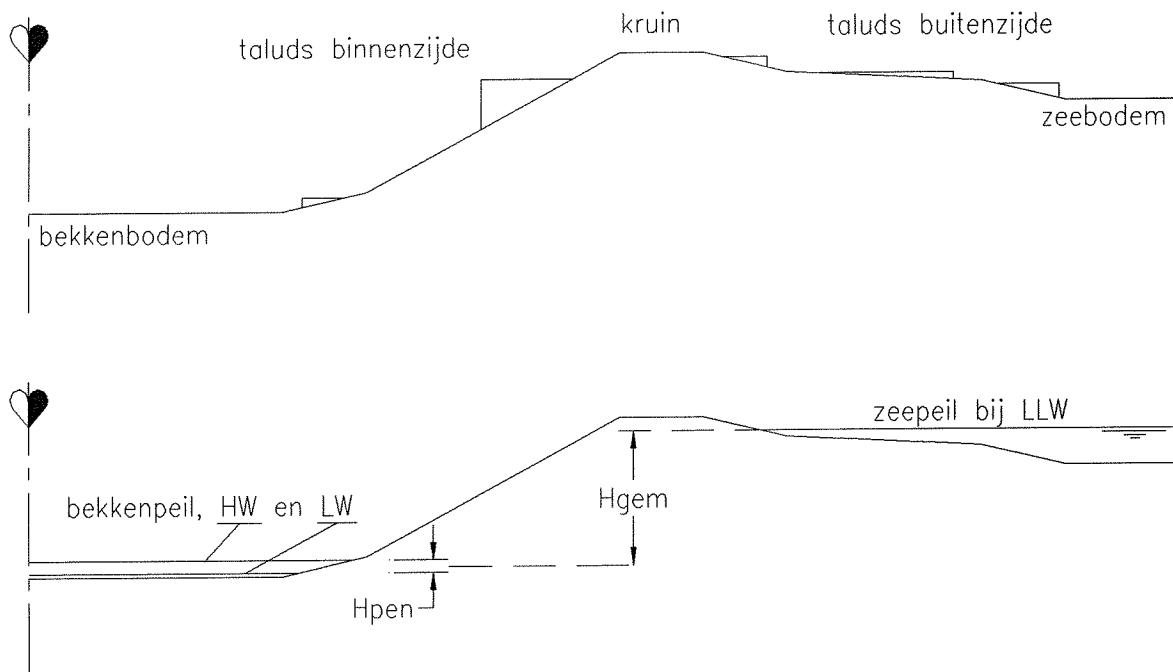
Bovenstaande punten worden behandeld in paragraaf 4.2. Het laatste punt, de kruinbreedte van de dijk, wordt bepaald aan de hand van de genoemde grondbalans. De kruinbreedte is de afhankelijke variabele in deze balans en wordt zodanig gekozen dat er geen transport van bodemmateriaal nodig is. De grondbalans wordt behandeld in paragraaf 4.3.

In dit hoofdstuk wordt nog geen aandacht geschonken aan de benodigde harde kunstwerken en de uitvoering van de PAC. Deze onderwerpen worden behandeld in de hoofdstukken 7 en 9.

## 4.2 Doorsnede PAC

### 4.2.1 inleiding

De hoofdafmetingen van de PAC volgen deels uit het PVE, deels uit berekeningen. Alle punten, genoemd in paragraaf 4.1, komen in het navolgende aan de orde. Figuur 4.1 geeft een overzicht van de belangrijkste afmetingen.



figuur 4.1: Overzicht belangrijkste afmetingen.

### 4.2.2 gemiddelde valhoogte

Allereerst moet worden vastgesteld wat de prestaties van de PAC moeten worden, in termen van capaciteit en vermogen. In het PVE (zie hoofdstuk 2) is uitgegaan van de PAC-studies die midden jaren tachtig zijn gedaan. Daarin is aanvankelijk uitgegaan van een basisvariant met 20 GWh energiecapaciteit en 2000 MW garantievermogen. Later, toen bleek dat bij een verhouding 30 GWh/1500 MW een veel hogere baten/kostenverhouding behaald kon worden, heeft men het oorspronkelijke plan verlaten en is men overgestapt op deze 30 GWh/1500 MW-variant. Om ook iets te kunnen zeggen over een veel ruimer gebied dan deze ene variant heeft men 40 varianten afgeleid, te weten alle combinaties van 5-40 GWh (oplopend in stappen van 5 GWh) en 500-2500 MW (oplopend in stappen van 500 MW). Door de berekening voor de 30 GWh/1500 MW-variant op een bepaalde manier te maken konden de resultaten voor de overige varianten relatief eenvoudig worden afgeleid. Met behulp van al deze resultaten werden diverse grafieken opgesteld, op basis waarvan een afgewogen keuze voor een bepaalde variant gemaakt zou kunnen worden [1].

Het tijdsbestek en het detailleringniveau van dit afstudeerproject zijn echter bij lange na niet toereikend om een zo uitgebreide analyse mogelijk te maken. Daarom wordt alleen gekeken naar de variant die in de PAC-studies is gebruikt als basis. Dat betekent dat de PAC, zoals die wordt beschreven in dit afstudeer-



---

project, een energie-inhoud zal krijgen van 30 GWh en een garantievermogen van 1500 MW. Deze eis is ook geformuleerd in het PVE (zie hoofdstuk 2).

De gemiddelde valhoogte is bij een vaste energie-inhoud en een vast garantievermogen bepalend voor de vereiste hoeveelheid proceswater. Hier geldt: hoe groter de gemiddelde valhoogte, hoe minder water nodig is om de geëiste prestaties te halen (kleinere bekkendiameter), maar ook hoe dieper de bodem van het reservoir komt te liggen (moeilijker bouwomstandigheden). Welke valhoogte optimaal is valt niet vooraf te voorspellen. Daarom is ervoor gekozen om een aantal gemiddelde valhoogten te onderzoeken: hoogten variërend van 25-95 m (oplopend in stappen van 5 m) worden bestudeerd.

#### 4.2.3 dikte van de pendelende schijf

Waterkrachtturbines zijn precisie-instrumenten, die op maat worden gemaakt voor de omstandigheden (met name de valhoogte) waarin ze moeten werken. Als deze omstandigheden sterk variëren, moeten de turbines worden ontworpen voor sterk uiteenlopende omstandigheden. Aangezien de optimale vormgeving voor de ene situatie heel anders kan zijn dan voor een andere, betekent dit dat er concessies ten aanzien van de te behalen rendementen gedaan moeten worden, als er uiteenlopende omstandigheden moeten worden verwacht.

Duidelijk is, dat voor een optimale bedrijfsvoering de valhoogte zo constant mogelijk moet worden gehouden. Dit blijkt in de praktijk meestal niet haalbaar. In de praktijk blijkt echter ook dat turbines van het Francis-type, die in dit afstudeerproject gebruikt zullen worden, zeer hoge rendementen kunnen leveren als ze worden gebruikt in een bereik van de gemiddelde valhoogte plus of min circa 15%. Dit betekent, dat een pendelende schijfdikte van circa 30% van de gemiddelde valhoogte toelaatbaar is zonder grote rendementsverliezen.

In dit afstudeerproject wordt gerekend met een pendelende schijfdikte van 25% van de gemiddelde valhoogte. Deze ongunstige aanname is gedaan om met zekerheid te kunnen stellen dat de turbines hoge rendementen zullen kunnen leveren.

#### 4.2.4 volume pendelende schijf en gemiddelde turbinedebiet

Het vereiste volume van de pendelende schijf en het gemiddelde debiet in de turbinefase worden samen behandeld, omdat ze nauw samenhangen. Om een bepaald vermogen op te kunnen wekken bij een zekere valhoogte is een nauwkeurig uit te rekenen debiet nodig. Als dit vermogen gedurende een vastgestelde tijd moet kunnen worden geleverd, is er gedurende deze tijd het berekende debiet nodig. Het product van de tijd en het debiet levert het volume van de pendelende waterschijf.

In het PVE (zie hoofdstuk 2) is zowel het garantievermogen als de energie-inhoud bepaald. Met deze eisen liggen het gemiddelde debiet en het volume van de pendelende waterschijf vast volgens [18]:

$$E_{\text{pot}} = V \times \rho \times g \times H_{\text{gem}}$$
$$P = \rho \times g \times H_{\text{gem}} \times Q$$

In dit afstudeerproject wordt gewerkt met een  $\rho$  van zeewater van circa  $1025 \text{ kg/m}^3$ , een gravitatieversnelling  $g$  van  $9,81 \text{ m/s}^2$ , een energie-inhoud  $E_{\text{pot}}$  van 30 GWh en een garantievermogen  $P$  van 1500 MW. Het volu-

me van de pendelende waterschijf  $V$  en het gemiddelde debiet in de turbinefase  $Q$  zijn de enige onbekenden in deze formules en kunnen dus direct worden opgelost. Dit leidt tot de resultaten in tabel 4.1. Opge-merkt moet worden, dat er in deze formules geen rekening wordt gehouden met energieverliezen.

H <sub>gem</sub> [m]	H <sub>pen</sub> [m]	V <sub>pen</sub> [m <sup>3</sup> ]	Q [m <sup>3</sup> /s]
25	6,25	4,32E+08	6000
30	7,50	3,60E+08	5000
35	8,75	3,09E+08	4286
40	10,00	2,70E+08	3750
45	11,25	2,40E+08	3333
50	12,50	2,16E+08	3000
55	13,75	1,96E+08	2727
60	15,00	1,80E+08	2500
65	16,25	1,66E+08	2308
70	17,50	1,54E+08	2143
75	18,75	1,44E+08	2000
80	20,00	1,35E+08	1875
85	21,25	1,27E+08	1765
90	22,50	1,20E+08	1667
95	23,75	1,14E+08	1579

tabel 4.1: Volume pendelende waterschijf en gemiddeld debiet in turbinefase.

#### 4.2.5 aanlegniveau bekkenbodem

Het aanlegniveau van de bekkenbodem bepaalt mede hoe diep er moet worden gebaggerd en is daarom sterk afhankelijk van hetgeen er technisch gezien mogelijk is in de baggersector. Kort onderzoek heeft uitgewezen dat Boskalis Westminster bouwt aan een schip dat tot 120 meter diepte kan werken en dat er nog minstens één zusterschip van zal worden gebouwd. Deze schepen vormen de 'state of the art' in de baggerwereld, vandaar dat wordt gesteld dat er niet dieper dan 120 meter onder de zeespiegel gebouwd kan worden (tenzij op de een of andere manier de zeespiegel wordt verlaagd, bijvoorbeeld door een bekken te maken met een uitzonderlijk grote bemaling).

De belangrijkste parameters voor de bepaling van het aanlegniveau zijn de gemiddelde valhoogte en de dikte van de pendelende schijf. Aangenomen wordt dat de bekkenbodem komt te liggen op 5 meter beneden de laagste bedrijfswaterstand, dus op een niveau van:

$$LLW - 1,125 \times H_{gem} - 5 \quad [m]$$

De uitkomst van deze formule mag niet lager uitkomen dan LLW-120 meter, en daaruit volgt dat  $H_{gem}$  niet groter mag zijn dan 102 meter. Deze waarde valt buiten de beschouwde valhoogten.

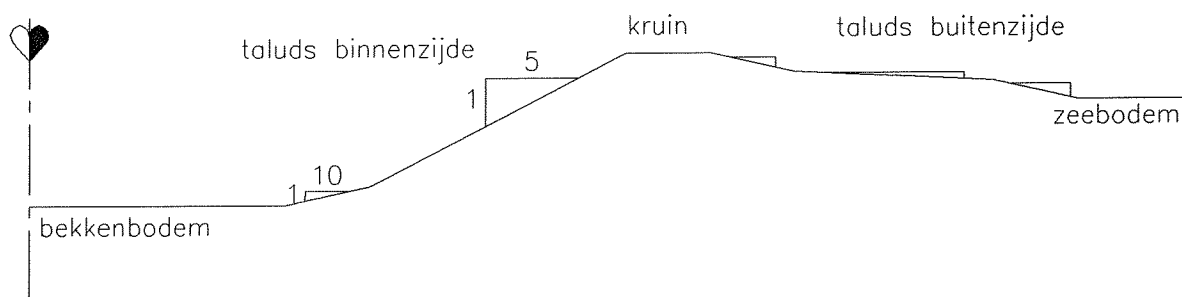
De conclusie uit het voorgaande is echter niet dat elke beschouwde valhoogte zonder meer voldoet, omdat het zeer waarschijnlijk is dat de bekkenbodem niet het laagste punt in het bekken is. De turbinebehuizingen moeten immers stevig gefundeerd worden en de meest gebruikelijke methode houdt in dat de behuizingen enkele meters in de bekkenbodem worden ingegraven. Bovendien zal er een spuikom worden aangelegd om het water uit de turbines uit te laten woelen, om erosie van de bekkenbodem te beperken. Dit houdt in dat er, wanneer een bepaalde valhoogte is gekozen en een ontwerp voor het bekken en de turbi-

nebehuizingen is gemaakt, moet worden bekeken of dit ontwerp uitvoerbaar is met het oog op de beperkingen van de baggertechniek.

#### 4.2.6 taluds binnenzijde bekken

Omdat er geen uitgebreide informatie is met betrekking tot de samenstelling van de bodem, zijn er aangaande de taluds in de PAC enkele aannamen gedaan. Deze aannamen zijn gebaseerd op kennis uit de baggertechniek en de grondmechanica. De taluds zijn vastgesteld aan de hand van een stabiliteitscriterium enerzijds en een uitvoerbaarheidscriterium anderzijds. Daarnaast wordt ook rekening gehouden met de functionaliteit. Wat betreft de stabiliteit is gelet op gangbare hoeken van inwendige wrijving, bij de uitvoerbaarheid is gekeken naar grondverzettechnieken zoals die in de baggertechniek gebruikelijk zijn en op kosten.

De taluds aan de binnenzijde van het bekken zullen bloot komen te staan aan snelle veranderingen in de waterstand en moeten grotendeels onder water worden aangelegd (met baggerwerktuigen). Dit houdt in dat er alleen vrij flauwe taluds toegepast kunnen worden, omdat steile taluds minder stabiel en moeilijker te maken zijn. Aan de andere kant is het zo, dat de taluds aan de binnenzijde van het bekken zo steil mogelijk gemaakt moeten worden, omdat dit het grondverzet beperkt en zodoende de bouwkosten zal verlagen.



figuur 4.2: Hellingen binnentalud.

In dit afstudeerproject is gewerkt met twee verschillende taluds aan de binnenzijde van het bekken (zie ook figuur 4.2):

- Een talud met een helling 1:10 in de zone vanaf de bodem van het bekken tot de maximale waterstand in de bedrijfsfase plus twee meter. Deze zone omvat het onderste deel van het bekken, te weten het deel dat altijd onder water staat, het deel met de pendelende waterschijf plus een deel 'wet freeboard', waar golven op kunnen lopen en waar in geval van falend beheer water kan worden geborgen;
- Een talud van 1:5 in de zone die in de bedrijfsfase boven de in het bekken voorkomende peilen ligt (dus vanaf iets boven de maximale waterstand in een normale bedrijfssituatie tot de kruin van de dijk). Dit beperkt de diameter van het bekken aanzienlijk ten opzichte van een talud 1:10 en daarmee de kosten. Deze helling is met gangbaar baggermateriaal te realiseren en onder normale bedrijfsomstandigheden zeker stabiel.

Natuurlijk moet, in een optimalisatieproces dat normaal gesproken tot de ontwerpprocedure behoort, onderzocht worden of de hellingen nog steiler kunnen worden en of dit wenselijk is met het oog op de kosten.

---

#### 4.2.7 kruinhoogte

De kruinhoogte van een dijk is afhankelijk van enkele parameters. De belangrijkste zijn [20]: het ontwerphoogwaterpeil, de significante golfhoogte  $H_s$ , de steilheid van het dijketalud en de ruwheid van dit talud, de afmetingen van een eventuele berm (deze gegevens leveren een indruk van de wave run-up op) en een eventueel vereiste extra hoogte. In dit ontwerp komt, omdat de diepte vlak voor de dijk gering is (5 m bij laag laagwater), geen berm in het buitentalud. Ook in het binnentalud zijn geen bermen opgenomen, dit vanwege de beoogde eenvoud. In een later stadium kunnen bermen alsnog, indien gewenst, worden ingepland.

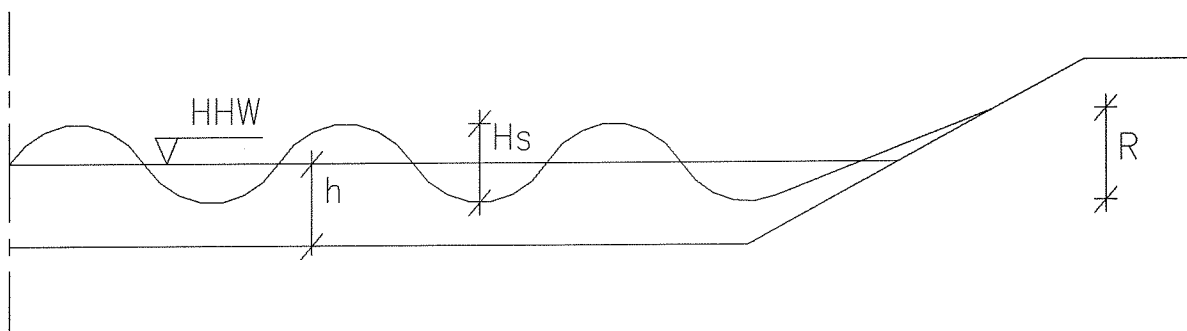
De hoogte van de kruin is aanvankelijk vastgesteld op grond van aannamen. Naderhand is gecontroleerd of deze aannamen de werkelijkheid niet al te veel geweld aan hebben gedaan. Uitgegaan is van een laag laagwaterstand van MSL-0,75 m (MSL = mean sea level) en een extreem hoog hoogwater van ongeveer LLW+5,00 m. Daarbij is rekening gehouden met extreem veel opwaaiing (om in ieder geval aan de veilige kant te zitten). Dit levert bij elkaar een maximale waterdiepte vlak voor de dijk op van 10 m. Ter bepaling van de golfoploop wordt de Old Delft Formula (ODF, [20]) gebruikt, waarop in het navolgende enkele reductiefactoren worden aangebracht (zie fig 4.3 voor toelichting van de ODF). Weliswaar zijn er moderne run-up-formules, maar deze zijn vaak te herleiden tot de ODF met enkele reductiefactoren [20]. Bovendien voldoet de ODF ruimschoots aan het hier beoogde doel: een indruk geven van de te verwachten golfoploop. De Old Delft Formula luidt:

$$R_{2\%} = 8 \times H_s \times \tan \alpha \quad [\text{m}]$$

In bovenstaande formule staat  $R_{2\%}$  voor de oploop die door 2% van de invallende golven wordt overschreden en  $\alpha$  voor de hoek die het buitentalud van de dijk met de horizontaal maakt. De significante golfhoogte is bepaald aan de hand van de bekende, van de maximale steilheid van een solitaire golf afgeleide, regel (zie [30]) dat een solitaire golf moet breken als:

$$H_s \leq 0,50 \times h \quad [\text{m}]$$

Hierin stelt  $h$  de waterdiepte voor (zie figuur 4.3). Bij een maximale waterdiepte van 10 m vlak voor de dijk betekent dat dus dat solitaire golven met een hoogte van meer dan 5,0 m (theoretisch) niet kunnen bestaan, omdat ze breken of al gebroken zijn. Voor de golfoploop houdt dit het volgende in:  $R_{2\%}$  komt uit op 4,0 m, bij een talud van 1:10 ( $\tan \alpha = 0,1$ ). Deze run-up kan nog worden beperkt door een ruwe taludbekleding te kiezen, er kunnen dan de reductiefactoren, vermeld in tabel 4.2, worden toegepast (waarden ontleend aan [20]).



figuur 4.3: Definitie symbolen Old Delft Formula en golfbrekingscriterium.

Deklaag	$\gamma$
asfalt, glad beton	1,00
geotextielmatten	0,95
open steenasfalt, gras, basalt	0,90
ruwe, niet-waterdichte blokkenmatten	0,80
gabions	0,70
rip-rap	0,60

Tabel 4.2: In rekening te brengen reductiefactoren op  $R_{2\%}$ , afhankelijk van taludbekleding [20].

Omdat geen definitieve keuze voor de bekleding wordt gemaakt, wordt uitgegaan van de meest ongunstige waarde, dus van een reductiefactor 1,00 (geen reductie). Dat levert een minimale kruinhoogte op van HHW+4,0 m. Dit komt overeen met LLW+9,0 m. Rekening houdend met zeespiegelstijging (ongeveer 0,25 m per eeuw, volgens de huidige inzichten), een extra kruinhoogte om eventuele golfoverslag nog verder te beperken, extra verhoging om zettingen te compenseren en een dry freeboard is in eerste instantie uitgegaan van een aanleghoogte van LLW+10,0 m voor de zeewering. Het is echter niet nodig om de gehele kruin zo hoog aan te leggen. Achter de zeewering wordt een aanlegniveau van LLW+7,0 m aangehouden. De bespaarde grond wordt gebruikt voor verbreding van de kruin van de dijk. Het talud van LLW+10,0 m naar LLW+7,0 m wordt met een helling van 1:5 aangelegd.

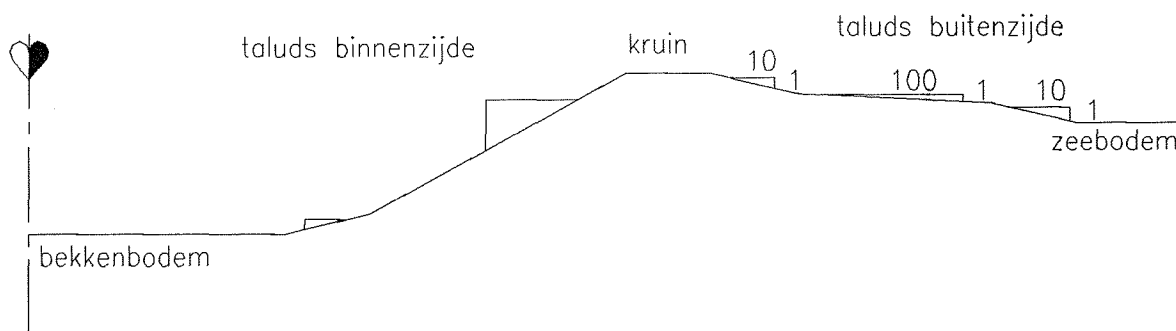
Gepoogd is om de gedane aannamen te controleren op juistheid. De getijtafels voor de haven van IJmuiden [24] lieten zien dat de getijverschillen bij de haven tussen de NAP-0,75 m bij eb en NAP+1,0 m bij vloed liggen. Overschrijdingstabellen laten zien dat in extreme stormen (1 x per 10 jaar) waterstanden van NAP+4,0 m worden gehaald. De aanname van LLW+5,0 m voor HHW lijkt dus reëel, zeker omdat op volle zee iets lagere extremen aangehouden kunnen worden (minder opstuwing). Van het KNMI in De Bilt zijn gegevens betrokken van een boei die 18 jaar lang golfhoogten en -richtingen heeft geregistreerd, in het gebied dat wordt begrensd door de coördinaten 52°0'-52°9'NB en 4°0'-4°9'OL. Dit gebied loopt tot circa 20 km uit de kust, ten westen van Scheveningen-Katwijk. De gegevens van juist deze boei zijn gekozen omdat de gegevens uit een gebied komen dat, zoals in hoofdstuk 3 is gebleken, dichtbij de projectlocatie ligt en de waterdiepte vergelijkbaar is. Uit de gegevens van het KNMI blijkt dat er in de periode 1961-1979 golven van maximaal 7 m hoog zijn waargenomen (zie bijlage 10). Dit rechtvaardigt de aanname dat er golven van 5,0 m kunnen voorkomen in het gebied en dat hiermee rekening mee moet worden gehouden in verband met de kruinhoogte. Zettingen zullen wel optreden, maar niet bijzonder groot zijn (naar verwachting komen er in de bodem van de projectlocatie geen slappe lagen voor). Gezien het bovenstaande lijkt het dus een veilige benadering om te kiezen voor een aanleghoogte van MSL+7,0 m voor het overgrote deel van de kruin en LLW+10,0 m voor de zeewering.

#### 4.2.8 toegepaste buitentaluds

Op het buitentalud van de ringdijk komen drie zones voor (zie figuur 4.4). Van de kruin tot 5 m beneden laag laagwater wordt een helling van 1:10 gebruikt. Deze helling is goed te bouwen en is aantrekkelijk in verband met golfloop, aangezien een flauw talud een lagere golfloop dan een steil talud geeft. Een nog flauwer talud zou in dit verband nog gunstiger zijn, maar daardoor zou er meer zand nodig zijn voor de vergroting van de dwarsdoorsnede van de dijk dan er met de kruindaling wordt gewonnen.

Van 5 m beneden laag laagwater tot 10 m beneden laag laagwater is een zone geprojecteerd met een helling van 1:100. Deze flauw aflopende, brede zone (500 m in de straal van de PAC) heeft twee belangrijke functies. Ten eerste dient deze zone als brekerzone, zodat de in het gebied voorkomende golfhoogten dermate worden gereduceerd dat er met een relatief lage kruin gewerkt kan worden, ten tweede stranden in dit gebied schepen die om de één of andere reden te dicht bij de PAC in de buurt komen. Met behulp van modelproeven kan in een later stadium worden onderzocht of de gekozen afmetingen voor deze zone voldoen. Daarbij komt nog dat een zeer brede dijk gunstig is voor de kwel naar het bekken toe: dit enorme zandlichaam vormt een behoorlijke weerstand voor het water.

De derde zone op het buitentalud, van 10 m beneden laag laagwater tot de bodem, krijgt weer een talud van 1:10. Deze helling wordt toegepast omdat op deze grote afstand van de eigenlijke dijk de vastloopzone niet nodig is en er ter beperking van de kosten zo min mogelijk zand moet worden gedumpt. Dit laatste houdt in dat een zo steil mogelijk talud bij een zo gering mogelijke inspanning (dus geen ingrepen om de helling extra steil op te zetten) gewenst is.



figuur 4.4: Toegepaste hellingen op het buitentalud.

Wellicht kan de zone met talud 1:100 geheel achterwege blijven. Dit houdt een hogere en zwaardere zeewering in, welke misschien al voldoende bescherming tegen aanvaringen biedt. Het bespaarde zand kan dan worden gebruikt voor een extra brede kruin, zodat meer (bouw)grond wordt gecreëerd. Of dit kan is een onderwerp voor nader onderzoek, zowel technisch als economisch.

---

#### 4.2.9 diameter van de PAC

De diameter van de PAC volgt uit de overige hoofdmaten. Deze bepalen, samen met de uitkomsten van de grondbalans, de totale diameter van de PAC. Er wordt dus niet gekozen voor een bepaalde, vastgestelde diameter, er wordt een diameter berekend. Deze berekende diameter moet enerzijds zo klein mogelijk zijn, om het effect op de omgeving (ruimtebeslag, hinder voor schepen die moeten omvaren, enzovoort) te beperken, anderzijds moet er wel voldoende ruimte zijn voor activiteiten op de kruin van de dijk (als deze tenminste worden toegestaan).

Het is wél mogelijk een bovengrens voor de diameter van de PAC vast te stellen. Uit de keuze voor een projectlocatie (hoofdstuk 3), volgt dat de diameter van de PAC niet groter dan circa 8 kilometer mag worden. Bij grotere diameters komt men óf in scheepvaartroutes terecht óf de PAC moet verder van de kust af worden gebouwd. In beide gevallen moet met aanzienlijke extra kosten rekening worden gehouden.

### 4.3 Grondbalans

Met de resultaten uit paragraaf 4.2 en de zeediepte op de projectlocatie uit hoofdstuk 3 is een grondbalans opgezet, teneinde de juiste kruinbreedte voor de PAC te kunnen bepalen. Deze grondbalans is nodig, omdat is gesteld dat al het voor de PAC benodigde zand ter plaatse moet worden gewonnen, teneinde de kosten te beperken. In het navolgende wordt eerst de opzet van de grondbalans doorgenomen (4.3.1), daarna komen de gebruikte definities en de ingevoerde waarden aan de orde (4.3.2). In subparagraaf 4.3.3 worden de resultaten behandeld.

#### 4.3.1 opzet grondbalans

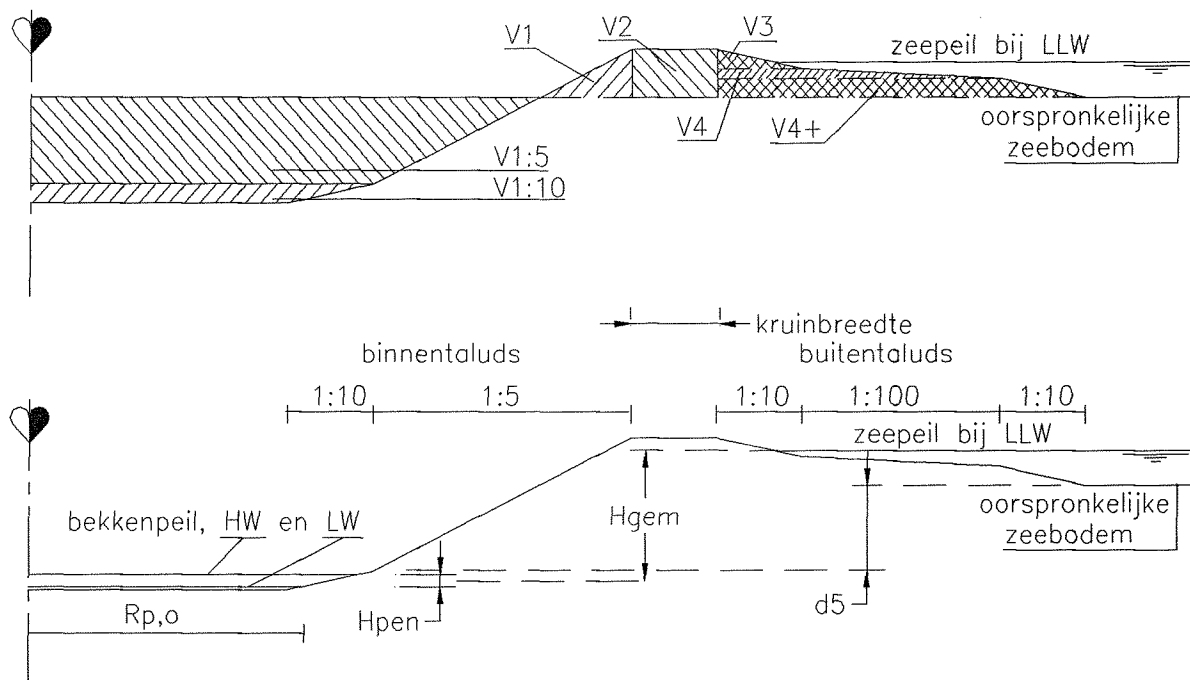
Het uitgangspunt van de grondbalans is, zoals hiervoor al werd vermeld, dat al het voor de dijk benodigde zand in het bekken wordt gewonnen. De grondbalans wordt daarmee in principe heel eenvoudig: de juiste kruinbreedte (zie 4.3.2) volgt uit het gegeven dat het totale dijkvolume (plus materiaalverliezen) gelijk moet zijn aan de hoeveelheid uit te baggeren materiaal. Hiertoe wordt berekend hoeveel zand moet worden uitgebaggerd bij een bepaalde valhoogte en hoeveel zand er voor de dijk bij deze valhoogte nodig is. Er wordt rekening gehouden met grondverliezen: de fijne fractie zal bij het spuiten/storten verloren gaan, bovendien zal er ook een hoeveelheid zand wegspoelen. In de balans wordt daarom gesteld dat:

$$1,50 \times V_{\text{dijk}} = V_{\text{uit}}$$

Er wordt dus rekening gehouden met een materiaalverlies van ongeveer een derde deel van het uitgebaggerde materiaal.

#### 4.3.2 definities en ingevoerde waarden

De basisvariabele is de gemiddelde valhoogte  $H_{gem}$  (zie figuur 4.5). Hieraan is de hoogte van de pendelende waterschijf  $H_{pen}$  gerelateerd. Uit de vereiste energie-inhoud en het gegarandeerde vermogen volgen het volume van de pendelende waterschijf  $V_{pen}$  en het gemiddelde debiet  $Q$  in de turbinefase. Gecombineerd met de inmiddels bekende taluds en  $H_{pen}$  volgt met wat rekenwerk  $R_{pen,onder}$ , de straal van de pendelende waterschijf, gemeten aan de onderzijde van de schijf. Om de balans hanteerbaar te maken zijn zowel het uit te baggeren volume  $V_{uit}$  als het volume van het dijklichaam  $V_{dijk}$  opgesplitst in hanteerbare stukken. Wat betreft het uit te baggeren deel kon worden volstaan met twee delen: het gedeelte met een talud 1:10 en het deel met een talud 1:5, respectievelijk  $V_{1:10}$  en  $V_{1:5}$ . Het volume van de dijk is opgesplitst in vijf delen. Opgemerkt wordt dat het volume van de zeewering niet wordt meegerekend, vanwege het zeer kleine volume. De kruinbreedte wordt gevarieerd om de balans in evenwicht te krijgen. De parameter  $d_5$  staat voor de overgang van het talud 1:5 naar het talud 1:10, gemeten vanaf de oorspronkelijke zeebodem. In de laatste kolom van de balans staat het saldo van de uitgebaggerde grond en het volume van de dijk vermeld. Er is net zo lang geïtereerd tot dit saldo binnen  $\pm 10.000 \text{ m}^3$  lag. Dit leverde de aanlegdiepten op die in subparagraaf 2.3.3 vermeld zijn. De bereikte waarden zijn veel nauwkeuriger dan de nauwkeurigheid die met enig baggerwerktuig gehaald kan worden, maar dit is bewust gedaan om het optimum zo goed mogelijk te benaderen.



figuur 4.5: Verklaring gebruikte symbolen in grondbalans.

Voor de gemiddelde valhoogte is gekozen voor het gebied van 25-95 m, olopend in stappen van 5 m. Hiermee wordt het hele reële gebied van waarden voor  $H_{gem}$ , waarbij rendabel energie kan worden gewonnen (95 m is al aan de diepe kant voor een baggerwerktuig), bestreken. De dikte van de pendelende waterschijf is gesteld op 25% van  $H_{gem}$ . Dit is gedaan omdat dit pendelende schijfdikten levert van een kwart van  $H_{gem}$ , een dikte waarbij de turbines nog steeds hoge rendementen leveren (bij een grote variatie in waterstanden daalt het rendement van de machines, omdat ze minder specifiek op een bepaalde valhoogte



---

kunnen worden ontworpen).  $V_{pen}$  en  $Q$  volgen uit de energie die bij een bepaalde valhoogte uit een eenheid water gehaald kan worden volgens (zie ook paragraaf 4.2.4):

$$E_{pot} = V \times \rho \times g \times H_{gem}$$
$$P = \rho \times g \times H_{gem} \times Q$$

Hierin wordt gewerkt met een  $\rho$  van zeewater van circa  $1025 \text{ kg/m}^3$ , een gravitatieversnelling  $g$  van  $9,81 \text{ m/s}^2$ , een energie-inhoud  $E_{pot}$  van 30 GWh en een garantievermogen  $P$  gelijk aan 1500 MW.  $R_{pen,onder}$  volgt uit een eenvoudige integraal,  $d_5$  uit een afreksommetje. De integralen die de volumes  $V_{1,5}$  en  $V_{1,10}$  beschrijven zijn ook eenvoudig, tenminste als de zeebodem horizontaal en vlak wordt verondersteld, hetgeen hier is gebeurd. Deze aanname is gerechtvaardigd zolang de zeebodem niet al te veel variatie vertoont. Uit de locatiekeuze blijkt dat de lokale omstandigheden geen aanleiding geven tot problemen: de bodem loopt heel flauw af naar het westen. Als er diepe, smalle geulen zouden zijn zou de grondbalans niet meer kloppen. De integralen die de volumes van de verschillende dijkgedeelten beschrijven zijn wat lastiger, vanwege het grote aantal termen. De gebruikte theorie is die van de omwentelingslichamen. De grondbalans wordt uitgebreid toegelicht in bijlage 1.

#### 4.3.3 resultaten grondbalans

De resultaten van de grondbalans worden uitgebreid beschreven in bijlage 1, in deze subparagraaf wordt volstaan met een tabel met de belangrijkste resultaten (tabel 4.3) en een tweetal grafieken (figuur 4.6). Uit de resultaten blijkt dat in vrijwel het hele beschouwde gebied voor  $H_{gem}$  de optimale kruinbreedte rond de 700 m ligt. Dit is zeer gunstig, omdat er een flinke oppervlakte aan bouwgrond wordt gecreëerd, die verhuurd/verkocht kan worden. Dit komt de rentabiliteit van de PAC met laag reservoirpeil duidelijk ten goede. Uitgaande van een kruinbreedte van 720 meter (behorend bij een  $H_{gem} = 60 \text{ m}$ ) levert dit een oppervlakte grond  $A$  op van bruto:

$$A = \pi \cdot (3060^2 - 2340^2) = 1221,4 \text{ ha}$$

Niet alle grond is beschikbaar als bouwgrond. Zo gaat er een deel van de grond naar de zeewering en een deel van de grond valt weg omdat er een inlaat-/uitlaatkanaal gebouwd moet worden. Als tussen de 80% en 85% van de grond beschikbaar komt, dan gaat het om circa 1000 ha te verhuren/verkopen grond.

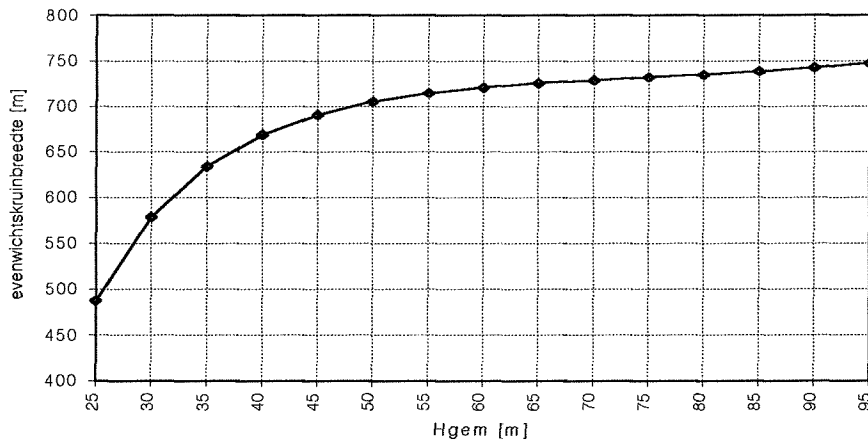
Uit deze resultaten kan nog niet de optimale valhoogte voor een PAC met laag reservoirpeil worden bepaald. Om die keuze te kunnen maken moeten eerst nog schattingen van de te verwachten kweldebieten worden gemaakt. Op grond van de grondbalans alleen zou worden gekozen voor een gemiddelde valhoogte van 30 meter, omdat dan de grootste netto oppervlakte wordt gegenereerd. Naar in hoofdstuk 5 zal blijken, is dit qua kweldebieten zeker niet de gunstigste waarde!

## Beknopte resultaten grondbalans

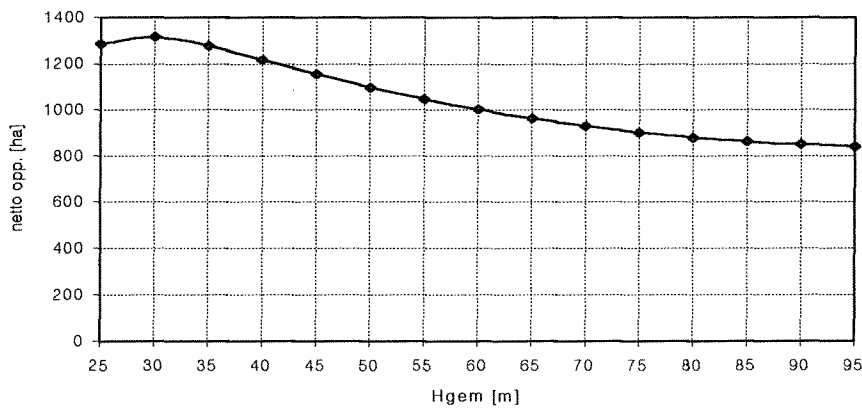
Hgem [m]	Hpen [m]	Vpen [m <sup>3</sup> ]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Rp,o [m]	kruinbr. [m]	Vuit [m <sup>3</sup> ]
25	6,25	4,32E+08	6000	4659	488	1,06E+09
30	7,50	3,60E+08	5000	3871	579	1,01E+09
35	8,75	3,09E+08	4286	3307	634	9,55E+08
40	10,00	2,70E+08	3750	2881	669	8,97E+08
45	11,25	2,40E+08	3333	2549	691	8,45E+08
50	12,50	2,16E+08	3000	2283	705	7,99E+08
55	13,75	1,96E+08	2727	2063	714	7,61E+08
60	15,00	1,80E+08	2500	1879	721	7,27E+08
65	16,25	1,66E+08	2308	1722	725	7,00E+08
70	17,50	1,54E+08	2143	1587	729	6,76E+08
75	18,75	1,44E+08	2000	1469	732	6,57E+08
80	20,00	1,35E+08	1875	1365	735	6,41E+08
85	21,25	1,27E+08	1765	1272	738	6,29E+08
90	22,50	1,20E+08	1667	1189	742	6,19E+08
95	23,75	1,14E+08	1579	1114	747	6,11E+08

tabel 4.3: Beknopte resultaten grondbalans.

Evenwichtskruinbreedte versus Hgem



Netto oppervlakte kruin versus Hgem



figuur 4.6: grafieken resultaten grondbalans.

---

## 5. KWELBEREKENINGEN

### 5.1 Inleiding

Verwacht werd dat kwelwater een van de belangrijkste problemen voor een PAC met laag reservoirpeil zou worden. De grote verschillen tussen de binnen- en buitenwaterstanden, de doorlatendheden die in zandgronden gebruikelijk zijn en de grote dijk lengte zouden samen voor een groot kweldebiet kunnen zorgen. Deze kweldebieten zijn nadelig voor de PAC, omdat het kwelwater een valhoogteverlies in de turbinefase betekent (bovendien zou een groot kwelbezwaar een verlaging van de grondwaterstand in de omgeving kunnen betekenen, met alle gevolgen van dien voor de bebouwing en de vegetatie in de omgeving. Op zee komt dit probleem niet voor). Het is dus belangrijk om te weten hoeveel kwel er verwacht kan worden, en hoe er eventueel maatregelen genomen kunnen worden ter beperking van de kwel.

Daarom is er op verschillende manieren gerekend aan dit probleem. Eerst zijn schattingen gemaakt van de onder- en de bovengrens van de te verwachten kweldebieten, voor verschillende situaties. Dit is gedaan met behulp van twee analytische modellen: een model voor een freatische aquifer ter bepaling van de bovengrens en een model voor een semi-confined aquifer ter bepaling van de ondergrens. Omdat bleek dat de schattingen ver uiteen lagen, is vervolgens besloten om ook met numerieke modellen schattingen te maken van de kweldebieten. Dit is gedaan met de EEM-modellen MSEEP en SEEP. De numerieke berekeningen zijn gemaakt bij Grondmechanica Delft, de producent van deze modellen. Er is voor deze twee programma's gekozen omdat:

- a) met MSEEP op een snelle en eenvoudige manier betrouwbare resultaten zijn te verkrijgen;
- b) met SEEP, in tegenstelling tot MSEEP, axiaal-symmetrisch gerekend kan worden;
- c) SEEP en MSEEP zeer nauw met elkaar verbonden zijn.

De SEEP-berekeningen zijn gemaakt om de invloed van het axiaal-symmetrische karakter van de PAC op de uitkomsten van de kwelberekeningen te bepalen. Als de uitkomsten van twee-dimensionale berekeningen duidelijk afwijken van axiaal-symmetrische modellen, kan niet worden volstaan met het uitvoeren van twee-dimensionale berekeningen, maar moet er met axiaal-symmetrische modellen worden gewerkt. Dit is nadelig, omdat axiaal-symmetrische modellen moeilijker te maken zijn, meer rekentijd en een ingewikkelder invoer eisen. Ze zijn in het algemeen dus duurder.

In dit hoofdstuk worden de bovenstaande vier modellen en de uitkomsten ervan behandeld. In paragraaf 5.2 wordt het freatische model toegelicht. Een uitleg over het semi-confined model is opgenomen in paragraaf 5.3. Daarna komt in paragraaf 5.4 het model MSEEP aan de orde. SEEP wordt behandeld in paragraaf 5.5. Vervolgens worden in paragraaf 5.6 de resultaten vergeleken. In paragraaf 5.7 worden enkele maatregelen genoemd om de kwel te beperken.

---

## 5.2 Analytisch model unconfined aquifer

### 5.2.1 Inleiding unconfined aquifer

Een unconfined aquifer (Nederlands: een systeem met vrije grondwaterspiegel) beschrijft grondwaterstromingsproblemen met een vrije grondwaterspiegel. Dat wil zeggen dat er in een dergelijk systeem een (geschematiseerd) grensvlak tussen lucht en water in de grond bestaat (figuur 5.1). Deze klasse problemen is beschreven door Dupuit. In dit afstudeerproject is gekozen voor een twee-dimensionaal model, gebaseerd op Dupuit's oplossing. Het model gaat uit van een goed doorlatend pakket op een ondoorlatende bodem. Aan de ene kant staat het water hoger dan aan de andere kant, waardoor er een grondwaterstroom op gang komt.

Deze modellering kan zeer goed overeenkomen met de werkelijkheid: vermoedelijk komt er in de bodem tot op grote diepte alleen zand voor. Buiten de dijk staat het water aanmerkelijk hoger dan binnen de dijk, dus zal er een grondwaterstroom naar het bekken toe ontstaan. Gekozen is voor een twee-dimensionaal model (en niet voor een cirkelsymmetrische variant), omdat de stralen van de beschouwde alternatieven zo groot zijn dat de kromming van de bijbehorende dijken zeer klein wordt. Dit leidt naar alle waarschijnlijkheid tot een verwaarloosbaar kleine fout in de uitkomsten, zeker gezien de grote onzekerheden ten aanzien van de doorlatendheid van het zandpakket. De doorlatendheid van het zandpakket is voor het model veel belangrijker dan een heel kleine kromming van de dijk.

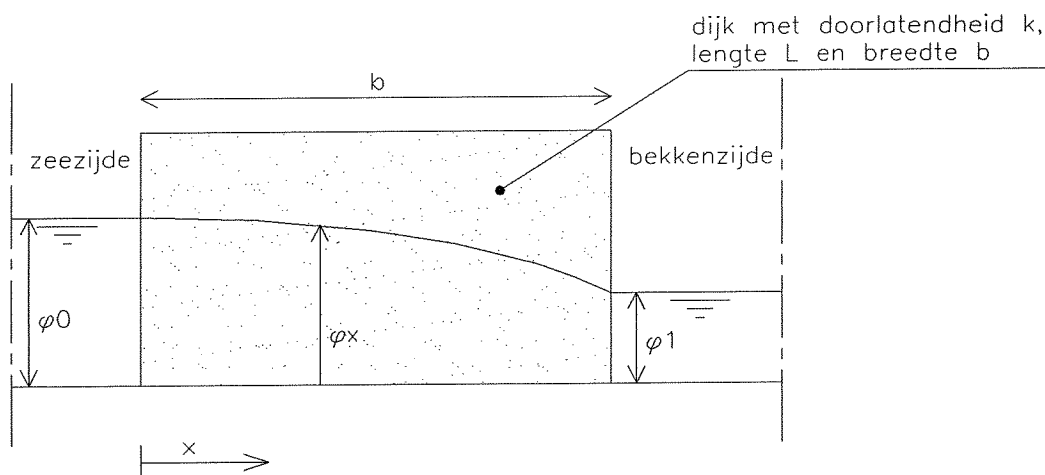
In deze paragraaf komen achtereenvolgens aan de orde: de wiskundige formulering en de benodigde invoer voor het model (5.2.2), de ingevoerde waarden (5.2.3) en de resultaten (5.2.4).

### 5.2.2 formulering en invoer

De invoer voor dit model bestaat uit een stijghoogte voor het water buiten, het doorlaatvermogen van het watervoerende pakket en de breedte van de dijk (zie figuur 5.1). Met behulp van deze waarden worden het verloop van de stijghoogte  $\varphi_x$  in het dijklichaam en het debiet per  $m^1$  dijk lengte door het dijklichaam bepaald. Als nu ook nog de lengte van de dijk bekend is kan het totale debiet door de dijk eenvoudig worden berekend.

Om met het model te kunnen werken moeten eerst enige parameters bepaald worden. Allereerst zijn dat de stijghoogte  $\varphi_0$  van het water buiten de dijk en de stijghoogte  $\varphi_1$  van het water binnen de dijk. Ten tweede moet de doorlatendheid  $k$  van de zandlaag worden bepaald. De breedte  $b$  en de lengte  $L$  van de dijk volgen uit de grondbalans (zie hoofdstuk 4). Volgens Dupuit geldt dan voor de stijghoogte  $\varphi_x$  in het dijklichaam en het totale debiet  $Q$  door het dijklichaam [33]:

$$\varphi_x = \sqrt{\varphi_0^2 - (\varphi_0^2 - \varphi_1^2) \times \frac{x}{b}}$$
$$Q = \frac{k \times L \times (\varphi_0^2 - \varphi_1^2)}{2 \times b}$$



figuur 5.1: Schets analytisch model unconfined aquifer.

### 5.2.3 ingevoerde waarden

Behalve de doorlatendheid van het zandpakket liggen alle parameters vast en kunnen eenvoudig uit de grondbalans (zie hoofdstuk 4) gehaald worden: de stijghoogte buiten bedraagt 220 meter (aangenomen HHW op zee), de stijghoogte binnen wordt gelijkgesteld aan de laagste waterstand in het bekken, welke gelijk is aan HHW -  $1,125 \times H_{\text{gem}}$  - 5,00 meter. Dit getal is te zien als LLW minus de gemiddelde valhoogte minus de halve hoogte van de pendelende waterschijf ( $\text{HHW} = \text{LLW} + 5,00$ , de halve pendelende schijfhoogte =  $0,125 \times H_{\text{gem}}$ ). De breedte van de dijk is vastgesteld op de kruinbreedte plus de horizontale afstand tot de overgang van 1:5 naar 1:10 op het binnentalud. De laatste term in dit sommetje is gekozen omdat numerieke berekeningen laten zien (zie paragraaf 5.4) dat de freatische lijn in de beschouwde alternatieven telkens rond deze overgang uit het talud treedt. De lengte van de dijk is gemeten in het hart van de kruin.

De doorlatendheid van het zandpakket is gekozen tussen de  $10\text{E-}5$  m/s en  $10\text{E-}3$  m/s (deze waarden komen overeen met ongeveer 5 m/dag tot ongeveer 100 m/dag, zie de tabel in bijlage 3).

### 5.2.4 resultaten unconfined aquifer

De resultaten van de berekeningen voor het freatische model zijn weergegeven in bijlage 3. Het eerste dat opvalt is dat de grafieken, voor elke gekozen  $k$ -waarde, exact hetzelfde beeld geven (bij een logaritmische schaalverdeling). Dit is logisch, omdat de  $k$ -waarde lineair (zie vergelijkingen in paragraaf 5.2.2) in het model is verwerkt (wet van Darcy). Bovendien is dit de reden waarom de doorlatendheid van de bodem de oorzaak is van de grote spreiding in de uitkomsten: een 10 maal grotere doorlatendheid leidt tot 10 maal grotere kweldebieten.

Uit de grafieken blijkt dat bij elke gekozen  $k$ -waarde de berekende kweldebieten snel afnemen bij een toenemende gemiddelde valhoogte. Dit komt door twee verschijnselen die bij toename van  $H_{\text{gem}}$  leiden tot een lagere kwel: ten eerste wordt de dijk lengte kleiner bij een toenemende valhoogte (minder lengte waarvoor kwel optreedt), ten tweede neemt de breedte van de dijk toe bij toenemende valhoogte (meer weerstand in de bodem). Deze effecten overheersen duidelijk de toename van het potentiaalverschil over de dijk, dat de aandrijvende kracht van de grondwaterstroom is en de enige term in het model die de kwel laat toenemen bij een grotere  $H_{\text{gem}}$ .

---

Uit de grafieken waarin de kwel per strekkende meter dijk lengte is uitgezet tegen de gemiddelde valhoogte (de factor dijk lengte is dus geëlimineerd) blijkt duidelijk dat er een optimum wordt bereikt bij een gemiddelde valhoogte van ongeveer 32 meter: de kweldebieten per  $m^1$  dijk lengte zijn voor een  $H_{gem}$  van ongeveer 32 meter het kleinst.

De kweldebieten blijken bij  $k = 10$  m/dag, een standaardwaarde voor zand, te variëren tussen ongeveer 2,4 miljoen en 4,4 miljoen kubieke meter per dag. Zo volgt voor een gemiddelde valhoogte  $H_{gem} = 60$  meter:  $Q_{10} = 2,59$  miljoen  $m^3$ /dag, en  $Q_{10} = 18,13$  miljoen  $m^3$ /week. Dit komt overeen met 10,1% van het procesvolume (180 miljoen  $m^3$ ), rekenende met een weekcyclus. Dit is een zeer aanzienlijk percentage, voor de PAC zou dit een grote kostenpost inhouden. Overigens wordt nogmaals opgemerkt dat het hier om een bovengrensbepaling gaat, en dat uit andere berekeningen heel andere resultaten zullen volgen.

## 5.3 Analytisch model semi-confined aquifer

### 5.3.1 Inleiding

Als benadering van de ondergrens van de te verwachten kweldebieten is gekozen voor een analytisch model van een cirkelvormige semi-confined aquifer (zie figuur 5.2). Een semi-confined aquifer (Nederlands: een grondwatersysteem met onvolkomen spanningswater) is een systeem waarin een goed doorlatende laag wordt afgesloten van vrij water of van een andere goed doorlatende laag, door een laag met een relatief hoge hydraulische weerstand. Deze laag is echter ook weer niet zó dicht, dat de laag als waterdicht kan worden aangemerkt (in dat geval is er sprake van volkomen spanningswater, of een confined aquifer). Als er nu om de een of andere reden een hydraulische gradiënt over de dichtere laag komt te staan, zal er een stroming door deze laag ontstaan.

In het gekozen model wordt uitgegaan van een in twee richtingen oneindig uitgestrekte, vlakke bodem die bestaat uit een ondoorlatende onderrand, een watervoerend pakket (zand bijvoorbeeld) en een afdichtende laag, bijvoorbeeld bestaand uit klei. Bovenop dit pakket staat een ondoordringbare ringdijk, met tegen het buitentalud water, binnen de dijk is geen water.

Het voorgaande geeft de redenen waarom er ten behoeve van de ondergrensbepaling voor een semi-confined aquifer is gekozen: het is technisch gezien mogelijk de bodem en de taluds van het bekken te voorzien van een laag met een zekere hydraulische weerstand, de dijk kan een afdichting op het buitentalud krijgen en rondom de PAC kan ook een laag met hydraulische weerstand worden aangelegd, en bovendien zal rondom de PAC door inslibbing van fijn materiaal automatisch een laag met wat weerstand ontstaan. Het model kan de werkelijkheid dus vrij goed weergeven.

In tegenstelling tot het model voor de freatische aquifer is hier gekozen voor een cirkelsymmetrisch model. Dit is gedaan om twijfel omtrent de betrouwbaarheid van de uitkomsten weg te nemen. Deze twijfel zou kunnen ontstaan omdat het cirkelsymmetrische karakter van de PAC automatisch een fout oplevert als wordt gewerkt met een 2-dimensionaal model, dat met de dwarsdoorsnede van de dijk werkt. Overigens zijn de krommingen heel klein (de straal van elke beschouwde variant is erg groot), dus deze fout zou hoogstwaarschijnlijk verwaarloosbaar klein worden.

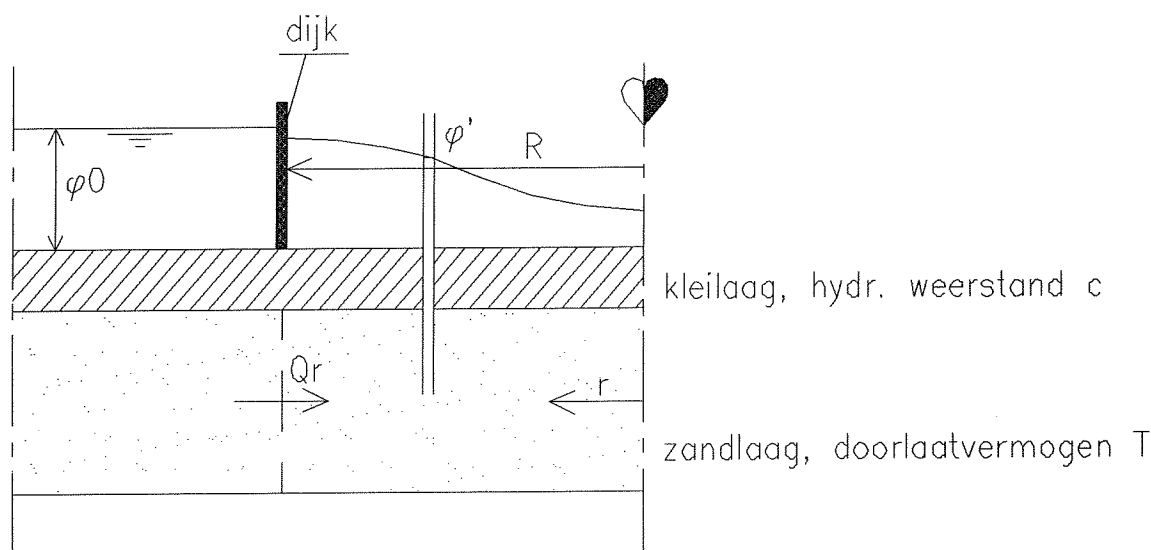
In deze paragraaf komen achtereenvolgens aan de orde: de wiskundige formulering en de benodigde invoer voor het model (5.3.2), de ingevoerde waarden (5.3.3) en de resultaten (5.3.4).

### 5.3.2 formulering en invoer

De invoer voor dit model bestaat uit een stijghoogte voor het water buiten, de hydraulische weerstand van de afsluitende laag, het doorlaatvermogen van het watervoerende pakket en de straal van het bekken. Met behulp van Besselfuncties wordt met alleen deze waarden het kweldebiet bepaald, evenals het verloop van de stijghoogte van het water in het watervoerende pakket onder het bekken. Enige informatie over Besselfuncties en het model is te vinden in [32, 33].

Om met het model te kunnen werken moeten eerst enige parameters bepaald worden. Allereerst is dit de stijghoogte  $\varphi_0$  van het water buiten de dijk. Deze stijghoogte is gelijk aan het verval over de dijk. Ten tweede is dat de hydraulische weerstand  $c$  van de afsluitende laag. Deze  $c$  wordt bepaald door de verticale doorlatendheid ( $k_v$ ) van de laag en de dikte ( $d$ ) ervan, volgens:

$$c = \frac{d}{k_v}$$



figuur 5.2: Schets analytisch model semi-confined aquifer.

Verder moet het doorlaatvermogen  $T$  van het watervoerende pakket worden vastgesteld.  $T$  is het product van de doorlatendheid  $k$  en de dikte  $H$  van deze laag. Als nu ook nog de lekfactor  $\lambda^2$  wordt gedefinieerd als het product van  $T$  en  $c$ , dan geldt voor de stijghoogte van het water onder het bekken  $\varphi'$  en het toestromende debiet  $Q_R$ :

$$\varphi' = \frac{R}{\lambda} \times \varphi_0 \times K_1\left(\frac{R}{\lambda}\right) \times I_0\left(\frac{r}{\lambda}\right)$$

$$Q_R = 2\pi \times T \times \varphi_0 \times \left(\frac{R}{\lambda}\right)^2 \times K_1\left(\frac{R}{\lambda}\right) \times I_1\left(\frac{R}{\lambda}\right)$$

Hierin zijn  $I_0$ ,  $I_1$  en  $K_1$  oplossingen van Besselfuncties,  $R$  is de straal van het bekken tot het midden van de kruin van de dijk en  $r$  is de afstand vanaf het hart van het bekken ( $0 \leq r \leq R$ ). De oorsprong van de assenstel-

---

sels ligt in het hart van het bekken. Nota bene: de breedte van de dijk is in dit model géén parameter! Er wordt vanuit gegaan dat de dijk een verwaarloosbare breedte heeft ten opzichte van de overige afmetingen, en dus is te schematiseren als een lijnvormig object.

### 5.3.3 ingevoerde waarden

Ten behoeve van de kwelberekeningen is een uitgebreid spreadsheet-werkblad opgezet, waarin voornoemde variabelen en formules zijn verwerkt. Gekozen is om voor een aantal reële waarden voor de doorlatendheid van zand een tabel op te stellen waarin de waarde van  $c$  is gevarieerd van 300 dagen tot 2000 dagen. In de uitgevoerde berekeningen is  $c$  een onafhankelijke variabele, omdat in het uiteindelijke ontwerp een laag gebouwd moet worden, waarvan de hydraulische weerstand een ontwerpeis wordt. Een voorbeeld ter illustratie: als een laag wordt toegepast van klei, en als wordt gesteld dat deze laag een weerstand van 2000 dagen moet hebben, dan is een kleipakket met een dikte van  $8,64 \times 10^{-4} \times 2000 = 1,7$  meter nodig, bij een  $k$ -waarde van  $1,0 \times 10^{-8}$  m/s (dit komt overeen met  $8,64 \times 10^{-4}$  m/dag).

De doorlatendheid van het watervoerende pakket is zoals vermeld ook gevarieerd, dit omdat niet bekend is wat de hydraulische eigenschappen ervan zijn, en deze variatie een indruk geeft van de gevoeligheid van het model voor deze parameter. De dikte van het watervoerende pakket is vastgesteld op 200 meter. Dit is ongeveer de dikte van het pakket kwartaire afzettingen in het Noordzeebekken. Deze pakketten bestaan in hoofdzaak uit zand (zie hoofdstuk 3), vandaar dat de  $k$ -waarden voor het watervoerende pakket gezocht zijn tussen  $10^{-5}$  m/s en  $10^{-3}$  m/s (ongeveer 5 m/dag tot ongeveer 100 m/dag, zie de tabellen in bijlage 4).

Bij dezelfde combinaties van doorlatendheden en hydraulische weerstanden is ook de stijghoogte van het water in het watervoerende pakket bepaald, in het hart van het bekken. Deze waarde geeft een indruk van de opwaartse krachten onder de afsluitende laag, en vormt waarschijnlijk het maatgevende belastingsgeval voor de afsluitende laag (er zijn nog andere criteria; mogelijk is, in bijvoorbeeld een zettingsgevoelig gebied, de vereiste weerstand tegen scheuren door zettingsverschillen een zwaarder criterium. Ook de uitvoeringsmethode kan een zwaardere eis opleveren).

Tenslotte wordt nog opgemerkt dat is gerekend met stijghoogteverschillen ter grootte van de gemiddelde valhoogte. Dit is gedaan om een ondergrensbenadering van de dagelijkse situatie te verkrijgen. In het freatische model is gerekend met extreme hoogteverschillen, zodat met dat model inzicht in de maximaal te verwachten kweldebieten is verkregen.

### 5.3.4 resultaten

De berekeningen ter bepaling van het kwelbezwaar zijn samengevat in een aantal tabellen en grafieken, die zijn opgenomen in bijlage 4. Allereerst vallen er enkele witte plekken op in de tabellen. Dat komt doordat er combinaties van  $c$ - en  $k$ -waarden zijn, die waarden leveren die buiten het bereik van de formules vallen, en die niet te voorkomen waren, zonder andere waardevolle informatie te missen. Daarnaast moet worden vermeld dat bij zeer kleine waarden van  $R/\lambda$  de gebruikte lineaire interpolaties niet toereikend zijn. In dit geval zou gebruik moeten worden gemaakt van andere interpolaties (bijvoorbeeld een kwadratische interpolatie voor  $I_0$ , en een interpolatie met natuurlijke logaritmes voor  $K_0$ , zie [33]). Dit speelt echter pas een grote rol bij  $R/\lambda < 0,10$ . Dergelijke kleine waarden komen in de uitgevoerde berekeningen niet voor, zodat lineaire interpolaties hier volstaan.



---

De tabellen laten getallen zien die liggen in het gebied tussen 270.000 en 3.500.000 m<sup>3</sup>/dag. Deze grote spreiding is voor een deel te wijten aan het ontbreken van doorlatendheidsgegevens van de ondergrond. Dit is alleen op te lossen door op potentiële locaties geotechnisch onderzoek uit te voeren. Dit valt ruim buiten de context van dit afstudeerproject. Daarom wordt rekening gehouden met grote doorlatendheden in het watervoerende pakket. Als er in geval van grote doorlatendheden een goede oplossing kan worden gevonden voor het kwelbezwaar, dan zal dat, als er uiteindelijk een veel lagere doorlatendheid wordt geconstateerd, een kostenbesparing opleveren. De andere factor in de grote spreiding van de resultaten ligt uiteraard in het feit dat er volop gevarieerd is met de hydraulische weerstand van de afsluitende laag (zie ook subparagraaf 5.3.3).

Uit de resultaten blijkt duidelijk dat het toestromende debiet logischerwijze stijgt met een toenemende doorlatendheid van het watervoerende pakket, maar ook dat er bij de grotere  $k$ -waarden een optimum in de kweldebieten wordt gevonden voor gemiddelde valhoogten rond de 60 meter (de dalen in de grafieken). Dit optimum wordt duidelijker naarmate de doorlatendheid van de zandlaag groter wordt. Dit is logisch, omdat bij een grotere doorlatendheid van het zandpakket de invloed van de afsluitende laag relatief groter wordt, het effect wordt nog sterker bij toenemende hydraulische weerstanden in de kleilaag.

Uit de variatie van de  $c$ -waarden blijkt dat een toename van de weerstand zeer gunstig werkt in de vermindering van het kwelbezwaar, met name bij grote doorlatendheden van het watervoerende pakket. Bij bestudering van de stijghoogten in het watervoerende pakket in het hart van het bekken blijkt dat een hogere hydraulische weerstand van de afsluitende laag ook een sterke toename van de druk onder die laag tot gevolg heeft (tot maar liefst 87 meter bij  $c = 2000$  dagen en  $k = 100$  m/dag bij  $H_{\text{gem}} = 95$  m). Dit is zeer nadelig, omdat dit het gevaar voor opbarsten snel vergroot en dus de stabiliteit van de afsluitende laag bedreigt. Een kleinere doorlatendheid van het watervoerende pakket werkt in dit opzicht positief en leidt tot lagere stijghoogten onder de afsluitende laag.

Uit het voorgaande wordt duidelijk dat er een compromis moet worden gezocht: een dichtere laag beperkt de kwel (bij een gegeven  $k$ -waarde van het watervoerende pakket en een gegeven waarde van  $H_{\text{gem}}$ ), maar leidt tot een grotere druk onder de afsluitende laag, en andersom. Bij het zoeken van oplossingen moet goed gelet worden op de zwaarte van het probleem: bij een kwelbezwaar van 2,96 miljoen m<sup>3</sup>/dag (de grootste waarde voor  $Q_R$ , gevonden in de berekeningen bij een gemiddelde valhoogte van 60 m (bij  $c = 300$  dagen en  $k = 100$  m/dag), dus een kleine 21 miljoen kubieke meter per week, gaat het om 12% van het proceswater bij 60 m gemiddelde valhoogte (180 miljoen kubieke meter), uitgaande van een weekcyclus. Bij  $k = 5$  m/dag en  $c = 2000$  dagen is er een kwelbezwaar van 315.000 m<sup>3</sup>/dag berekend, dus per week ongeveer 2,2 miljoen m<sup>3</sup>. Dit is nog maar 1,2% van het proceswater. Door de kosten van het extra pompwerk te kapitaliseren en af te zetten tegen de kosten voor kwelverminderende maatregelen kan worden bepaald of een bepaalde maatregel zinvol, dus per saldo voordeliger, is of niet.

Tenslotte wordt nog vermeld dat de geleverde resultaten met de nodige voorzichtigheid moeten worden gehanteerd, omdat er wel het een en ander is aan te merken op het gehanteerde model. Dat is vooral gelegen in het feit dat er in het model wordt uitgegaan van oneindig uitgestrekte lagen. Die zijn er in werkelijkheid niet: bij een PAC zal hooguit een deel van de zeebodem afgedekt worden, en dan nog zo min mogelijk. Talud- en bodemafdichting in het bekken moet met het oog op opbarsten zeer voorzichtig worden toegepast. De ideale situatie zou worden gevormd door een locatie met een dermate kleine doorlatendheid van de bodem, dat er vrijwel geen kwel door de dijk en de ondergrond komt. Gezien de beschouwde valhoogten lijkt dat onmogelijk. Op het buitentalud van de dijk kan wel een hoge intredeweerstand worden gecreëerd met bijvoorbeeld bitumineuze lagen of folie.

---

## 5.4 Keuze gemiddelde valhoogte

Op grond van de met de analytische modellen gevonden resultaten wordt gekozen om een PAC met een gemiddelde valhoogte van 60 meter uit te werken. Dit is gedaan omdat voor deze valhoogte in het semi-confined model een optimum in de kweldebieten (zo min mogelijk kwel) wordt gevonden, terwijl uit het freatische model blijkt dat de kweldebieten bij grotere valhoogten nauwelijks meer dalen, maar bij kleinere valhoogten sterk stijgen. Bovendien wordt bij een valhoogte van 60 meter netto circa 1000 ha bouwgrond gecreëerd, ongeveer de gemiddelde waarde voor het beschouwde valhoogtebereik (zie hoofdstuk 4).

Het voorgaande houdt in dat er voor een gemiddelde valhoogte van 60 meter vermoedelijk aanvaardbare waarden voor de kweldebieten worden gevonden en dat de baten uit de verhuur/verkoop van de grond representatief zijn voor elk in deze studie beschouwd alternatief. Waarschijnlijk leidt deze valhoogte dus tot de beste resultaten, en daarom wordt in dit afstudeerproject dit alternatief verder uitgewerkt.

## 5.5 Numeriek model MSEEP

### 5.5.1 Inleiding MSEEP

MSEEP is een van de programma's uit de M-serie, een reeks geotechnische programma's, ontwikkeld door Grondmechanica Deflt. De eerste versie werd uitgebracht in 1988. Met behulp van MSEEP kunnen twee-dimensionale eindige elementen berekeningen uitgevoerd worden op het gebied van stationaire grondwaterstromen. Gebruik is gemaakt van de interne versie 4.5 (uitgebracht in 1995). Dit is de laatste update van het programma, waarmee aanmerkelijk grotere problemen kunnen worden behandeld dan in de 'single-user-licentie' (10000 elementen tegenover 2500 elementen in de 'single-user'-versie en 400 elementen in de 'freeware'-versie welke voor studenten vrij toegankelijk is op het netwerk van de faculteit der Civiele Techniek). Daarnaast kunnen ook zogenaamde 'Top-view'-berekeningen worden uitgevoerd. Deze optie is in dit onderzoek niet gebruikt en wordt daarom niet behandeld.

Met behulp van overzichtelijke menu's kan de gebruiker snel en gemakkelijk een geometrie invoeren, grenscondities aangeven en elementenmeshes genereren, waarna het programma het lastige rekenwerk doet. De uitvoer wordt weergegeven in tabellen en figuren, die door de gebruiker kunnen worden aangepast. Zo kunnen er equi-potentiaallijnen worden getekend, stroomlijnen, de gebruikte elementenmeshes, enzovoort. In de tabellen worden per knoop en per grens diverse gegevens (debiet, potentiaal, enzovoort) weergegeven.

Het programma maakt gebruik van de wet van Darcy en de continuïteitsvergelijking, die samen leiden tot de Laplace-vergelijking voor twee-dimensionale stationaire grondwaterstroming. Met behulp van de eindige elementenmethode wordt deze vergelijking opgelost. Voor meer informatie over MSEEP wordt verwezen naar [36].

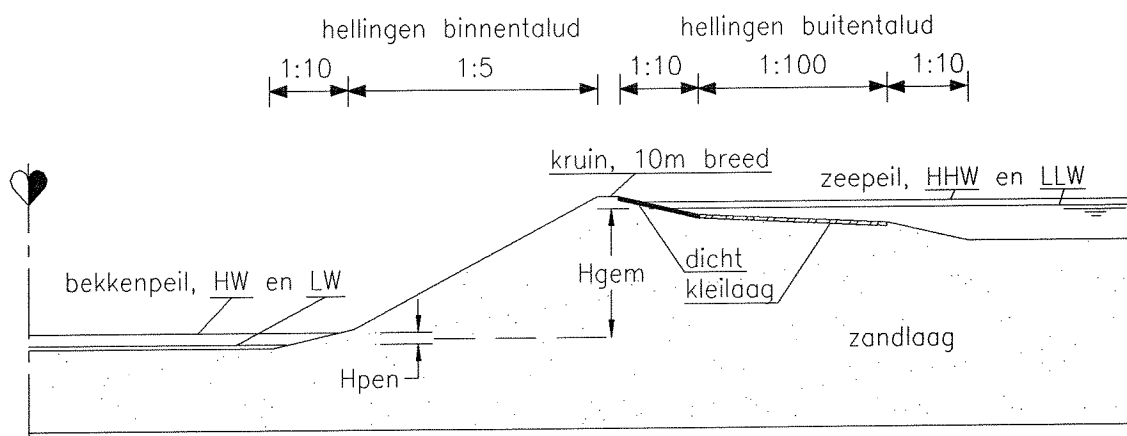
In deze paragraaf worden achtereenvolgens behandeld: de berekeningen die zijn uitgevoerd om samen met berekeningen in SEEP/3 de invloed van de cirkel-symmetrie op de kweldebieten te bepalen (paragraaf 5.5.2), de invoer voor de berekeningen ter bepaling van het kwelbezwaar in de geometrie, die volgt uit de grondbalans, (paragraaf 5.5.3) en de resultaten van deze berekeningen (paragraaf 5.5.4).

### 5.5.2 vergelijkende berekeningen voor SEEP/3

Er is een grote hoeveelheid berekeningen gemaakt met behulp van MSEEP, om het effect van de cirkelsymmetrie van de PAC op de kweldebieten te bepalen. Vooraf werd gedacht dat deze invloed verwaarloosbaar klein zou zijn of hooguit gunstig (dus beperkend) zou werken. Dit omdat bij radiale toestroming naar een punt (het hart van het bekken) in analytische modellen kleinere debieten worden berekend dan in modellen waarin stroming evenwijdig aan een bepaald vlak wordt bepaald.

Voor het valhoogtebereik 30-65 meter zijn geometrieën ingevoerd met de bijbehorende stijghoogten binnen en buiten het bekken. Binnen elke geometrie is gevarieerd met 3 tot 5 verschillende doorlatendheden voor zand, en 2 verschillende doorlatendheden voor een afsluitende kleilaag op het buitentalud. Bovendien zijn er berekeningen gemaakt zonder afsluitende kleilaag. Het bovenstaande leidt tot 102 MSEEP-berekeningen. Dezelfde invoer wordt gebruikt voor de berekeningen in SEEP.

De ingevoerde geometrie is telkens gebaseerd op een zandpakket van 200 meter dik op een ondoorlatende onderlaag. In dit pakket zand is een bekken gemaakt, op dit zandpakket ligt een dijk van zand. Deze dijk is voor alle gekozen geometrieën hetzelfde. De dijk komt tot 25 meter boven de zeebodem, heeft een binnentalud van 1:5, een kruinbreedte van 10 meter, een buitentalud van 1:10 vanaf de kruin tot 5 meter beneden LLW, een talud van 1:100 van LLW-5 meter tot LLW-10 meter, en dan weer een talud van 1:10 tot op de zeebodem. Tussen de kruin en LLW-5 meter is het buitentalud waterdicht, tussen LLW-5 meter en LLW-10 meter is een 1 meter dikke laag ontworpen, met een variërende doorlatendheid. De diameter van het bekken is gerelateerd aan de gemiddelde valhoogte. Deze relatie is in principe hetzelfde als in de grondbalken, maar wijkt er enigszins van af doordat in de vergelijking tussen SEEP en MSEEP voor het gemak met een vaste kruinbreedte is gerekend. Met de diameter ligt ook de lengte van de dijk vast. De invoer is weer gegeven in figuur 5.3 en tabel 5.1. Overigens moet worden opgemerkt dat de gekozen waarden voor de doorlatendheid van het kleipakket zeer ongunstig (dus erg hoog, in de orde  $1,0 \times 10^{-6}$  m/s) zijn. Dit is gedaan omdat een laag gestorte klei, zeker in de eerste jaren, veel minder dicht is dan een laag klei die door de natuur is gevormd en al vele jaren lang is samengeperst door een dikke laag grond.



figuur 5.3: Overzicht ingevoerde geometrie.

zand	k [m/s]	klei	k [m/s]
1	5,00E-05	1	1,00E-06
2	1,00E-04	2	1,00E-05
3	5,00E-04		
4	1,00E-03		
5	2,50E-03		

tabel 5.1: Ingevoerde doorlatendheden.

De resultaten van de berekeningen zijn opgenomen in bijlage 5, waarin ze worden vergeleken met de uitkomsten van de SEEP-berekeningen. In deze bijlage zijn ook enkele vierkantennetten afgedrukt.

### 5.5.3 invoer kwelberekeningen

Behalve berekeningen om de invloed van de cirkelsymmetrie van de PAC op de kweldebieten te bepalen (zie vorige paragraaf), zijn er ook berekeningen gemaakt om de kweldebieten te schatten die zullen optreden in de gekozen geometrie (zie hoofdstuk 4). Omdat nog steeds geldt dat de doorlatendheid in de bodem niet bekend is, is ook in deze serie berekeningen gewerkt met verschillende doorlatendheden voor zand. De gekozen doorlatendheden (zie tabel 5.2) liggen in dezelfde orde van grootte als bij de vergelijkende berekeningen, alleen is nu gerekend met doorlatendheden in meters per dag (dit levert gemakkelijker te lezen getallen op). Bovendien is nu niet meer gewerkt met kleilagen op het buitentalud in de zone met talud 1:100, maar simpelweg met een volledig open of een volledig dichte grens in deze zone. Dit is gedaan omdat uit de vergelijkende berekeningen gebleken is dat als de doorlatendheid van de kleilaag zo'n duizend maal dichter is dan die van het zandpakket in deze geometrie (het gaat niet zozeer om de k-waarde, maar om de hydraulische weerstand die de kleilaag levert), de kleilaag zo weinig water doorlaat dat deze hoeveelheid kan worden verwaarloosd ten opzichte van het totale debiet door de dijk. Deze stelling wordt geïllustreerd door de vergelijking in bijlage 6, waarin een berekening met een kleilaag wordt vergeleken met een berekening met een dichte begrenzing. Deze vergelijking laat zien dat de fout slechts enkele procenten bedraagt. Door deze vereenvoudiging kan er sneller worden gewerkt, omdat de invoer eenvoudiger wordt.

zand	k [m/dag]
1	5
2	10
3	50
4	100

tabel 5.2: ingevoerde doorlatendheden.

Wat betreft de gekozen stijghoogten wordt opgemerkt dat er in het bekken met de laagste bekkenwaterstand is gewerkt, terwijl voor de waterstand op zee is gekozen voor een waterstand van LLW+2,25 m, wat overeenkomt met een vrij hoge waterstand (ongeveer springtij), maar geen extreme. Dit is gedaan om inzicht te krijgen in een 'normale' situatie. Als gerekend zou worden met extreme waterstanden, ontstaat een vertekend beeld van de dagelijkse werkelijkheid, omdat de extreme waterstanden, zoals die in dit afstudeerproject worden gebruikt, slechts eens in de tien tot honderd jaar voorkomen. Overigens is de gekozen benadering nog steeds conservatief, omdat de ingevoerde buitenwaterstand slechts gedurende een klein percentage van de totale tijd wordt gehaald of overschreden. Bovendien is de binnenwaterstand gedurende het grootste deel van de tijd hoger dan de ingevoerde waarde.

#### 5.5.4 resultaten kwelberekeningen

De resultaten van de uitgevoerde berekeningen zijn opgenomen in bijlage 7. De bijlage bestaat uit een tabel met uitkomsten en een aantal vierkantennetten. De tabel is hieronder weergegeven als tabel 5.3.

#### Kweldebieten volgens MSEEP

k-waarde	open/m1	dicht/m1	open	dicht
5	44,4	34,7	7,50E+05	5,86E+05
10	88,7	69,5	1,50E+06	1,17E+06
50	443,7	347,2	7,50E+06	5,87E+06
100	887,4	695,2	1,50E+07	1,17E+07

verklaring:

open/m1	:	open grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag/m1
dicht/m1	:	dichte grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag/m1
k-waarde	:	gekozen doorlatendheid van het zandpakket in m/dag
open	:	open grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag
dicht	:	dichte grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag

tabel 5.3: Uitkomsten MSEEP-berekeningen.

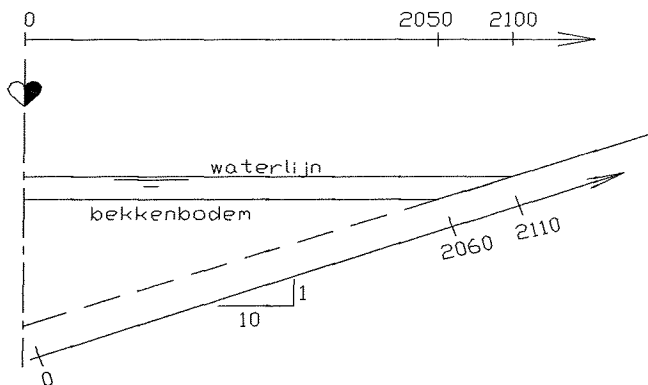
De resultaten laten zien dat afdichting van het buitentalud in de zone met helling 1:100 zeker zin heeft: de kweldebieten worden er flink door verkleind. De afname van de kweldebieten bedraagt namelijk ruim 20%. Verder blijkt dat de te verwachten kweldebieten sterk afhankelijk zijn van de doorlatendheid van de bodem. Dit is niet verwonderlijk, omdat de doorlatendheid lineair in het model is verwerkt, en een verdubbeling van de doorlatendheid automatisch leidt tot een verdubbeling van het kweldebiet. Als de doorlatendheid van de bodem een gangbare waarde voor zand heeft (10 m/dag), blijkt de kwel ongeveer 1,2 miljoen kubieke meter per dag te bedragen, bij een buitentalud dat is afgedicht tot het einde van de zone met talud 1:100. Dat komt overeen met ongeveer 8,4 miljoen kubieke meter per week. Dit houdt een kwelvolume van 4,7% van het procesvolume (180E6 m<sup>3</sup>) in. Het afpompen van het kwelvolume betekent een extra kostenpost in de exploitatie van de PAC, maar hoeft niet tot problemen te leiden. Bij een pompdebiet van 2000 m<sup>3</sup>/s neemt het afpompen van de kwel slechts 1 uur en 10 minuten per week in beslag.

Uit de vierkantennetten in bijlage 7 blijkt dat de freatische lijn pas uittreedt bij de waterlijn, en er dus geen sijpelloppervlak ontstaat. Toch lijkt het zinvol rekening te houden met het optreden van zo'n sijpelloppervlak, omdat er slechts een kleine verhoging van de freatische lijn nodig is om deze boven de waterlijn uit het talud te laten treden. Bij het dimensioneren van de taludbescherming moet hiermee terdege rekening worden gehouden. Bovendien blijkt dat vrijwel al het kwelwater uittreedt uit het talud en er slechts heel weinig kwelwater uit de bodem van het bekken opwelt. Dit houdt in dat de bodembescherming, die het ontstaan van opwervend zand tegen moet gaan, beperkt kan blijven tot een kleine zone langs de rand van het talud. Een zone van 200 meter lijkt ruim voldoende.

Voor het talud betekent het echter dat er een flink debiet uittreedt. Dit zou kunnen leiden tot hoge stroomsnelheden die de stabiliteit van het talud ernstig kunnen bedreigen. De optredende stroomsnelheden kunnen worden berekend: de totale oppervlakte van het gebied op het talud waar water uittreedt wordt (zie ook figuur 5.4):

$$A = \pi \cdot (2110^2 - 2060^2) = 655,0 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

Hierin is 2060 de s-coördinaat van het begin van het talud, 2110 geeft de s-coördinaat van de waterlijn weer. Als wordt aangenomen dat het volledige kweldebiet door deze zone vloeit, betekent dit een debiet van  $1,17E6/(24 \times 3600) = 13,54 \text{ m}^3/\text{s}$ , gespreid over  $655,0E3 \text{ m}^2$ . Dit leidt tot een verwaarloosbare uittredesnelheid.



figuur 5.4: Verklaring berekening sijpeoppervlak.

## 5.6 Numeriek model SEEP

### 5.6.1 Inleiding Seep

SEEP is een eindig-elementen-programma dat in de eerste helft van de jaren zeventig werd ontwikkeld bij Grondmechanica Delft. Het vormde het promotieonderzoek van prof.dr.ir. Barendse. In SEEP kunnen zowel stationaire als niet-stationaire grondwaterproblemen naar keuze twee- of drie-dimensionaal of axiaal-symmetrisch gemodelleerd worden. Voor dit afstudeerproject is gebruik gemaakt van SEEP/3, de laatste update van het programma. Het programma maakt gebruik van geformatteerde invoer (invoer die op een voorgeschreven manier is gestructureerd) en vergt veel inwerktijd van de gebruiker, wat voor een deel veroorzaakt wordt door het ontbreken van een duidelijke gebruikershandleiding. Binnen Grondmechanica Delft wordt het programma nog maar weinig gebruikt. Dit geeft al aan dat het een nogal gebruikersonvriendelijk en geda-teerd pakket is. De te behalen resultaten zijn echter betrouwbaar, en een ingewerkte gebruiker kan er snel mee werken. Het programma heeft de basis gevormd van MSEEP, en dit is zeer handig, omdat er daarom bestanden tussen beide programma's kunnen worden uitgewisseld en uitvoer eenvoudig gecontroleerd kan worden.

Voor een SEEP-berekening zijn twee invoerfiles nodig, en er worden twee uitvoerfiles gegenereerd. De invoerfiles bestaan uit een input-file en een mesh-file. In de input-file zijn bodemgegevens, grenscondities, aantallen knopen en elementen, de aanwezigheid van putten, enzovoort opgenomen (voor een voorbeeld van een input-file zie bijlage 8. Duidelijk is hierin te zien dat de invoer volgens een bepaald systeem verloopt). De meshfile bevat knoopcoördinaten, de knoopnummers per element, en dergelijke. Een groot voordeel van SEEP/3 is dat deze mesh-file niet in SEEP hoeft te zijn gemaakt. De mesh-files die bijvoorbeeld door MSEEP zijn gegenereerd kunnen zonder meer worden gebruikt. De uitvoer bestaat uit een plotfile en een file met tabellen. De plotfile tekent stroomlijnen, maar met behulp van programmeerwerk zijn er ook andere plots mogelijk. Dit programmeerwerk is moeilijk en tijdrovend, en omdat de plots niet meer voldoen aan de eisen van deze tijd, zijn de plots alleen gebruikt voor een globale uitvoercontrole: invoerfouten vallen in een dergelijke plot direct op. De uitvoerfile met tabellen bevat in essentie dezelfde gegevens als uitvoerfiles van MSEEP.

---

De berekening werkt op dezelfde manier als in MSEEP, het rekenhart van SEEP is zelfs gedeeltelijk overgenomen in MSEEP. In dit onderzoek is gebruik gemaakt van de twee-dimensionale en de axiaal-symmetrische mode van Seep. De axiaal-symmetrische berekeningen worden gemaakt door, alvorens het rekenproces te starten, de doorlatendheden in de elementen te vergroten, afhankelijk van de afstand tot de symmetrie-as. Dit gebeurt met het commando 'TURN' (zie bijlage 8). Er ontstaan zo als het ware ringvormige elementen. Eigenlijk wordt er dus twee-dimensionaal gerekend, maar een axiaal-symmetrische situatie kan zo heel eenvoudig worden gesimuleerd. De belangstellende lezer wordt verwezen naar [37, 38].

Zoals al werd vermeld in paragraaf 5.1 is in eerste instantie onderzocht of axiaal-symmetrische kwelberekeningen andere uitkomsten geven dan twee-dimensionale kwelberekeningen. Voor dit onderzoek zijn diverse runs gemaakt, waarin volop is gevarieerd met geometrieën, bodemdoorlatendheden en potentiaalverschillen. De ingevoerde waarden worden behandeld in paragraaf 5.6.2. De resultaten van de berekeningen zijn uitgewerkt in paragraaf 5.6.3. Deze uitkomsten worden vergeleken met de uitkomsten van de MSEEP-berekeningen, tevens worden hieruit enkele conclusies getrokken.

### 5.6.2 ingevoerde waarden

De ingevoerde geometrieën en doorlatendheden zijn dezelfde als in de berekeningen die met behulp van MSEEP zijn gemaakt. De geometrieën zijn weergegeven in figuur 5.3, de doorlatendheden staan vermeld in tabel 5.1. Ook in SEEP zijn 102 gevallen doorgerekend.

### 5.6.3 resultaten SEEP, vergelijking SEEP/MSEEP en conclusies

In deze paragraaf worden de gevonden resultaten behandeld. De resultaten zijn opgenomen in bijlage 5, ter illustratie zijn in tabel 5.4 enkele resultaten kort weergegeven.

#### *resultaten*

Met invoer volgens de voorgaande paragraaf zijn resultaten verkregen volgens bijlage 5. De kolomlabels boven de data bestaan uit 4 karakters: de eerste twee cijfers geven samen de gemiddelde valhoogte aan, het derde cijfer geeft aan welke doorlatendheid voor zand is gekozen en het vierde karakter geeft aan of er een afsluitende laag van klei is en welke doorlatendheid is gekozen, een 'e' op de vierde plaats geeft aan dat er geen afsluitende laag is aangebracht (voorbeelden: 4511 staat voor een geometrie met een gemiddelde valhoogte van 45 meter, zandsoort 1 en kleisoort 1. 602e Geeft aan dat de gemiddelde valhoogte 60 meter bedraagt, dat er gekozen is voor zandsoort 2 en dat er geen afsluitende laag is aangebracht). De zand- en kleisoorten zijn opgenomen in tabel 5.1. De rijen 'mseep' bevatten de rekenresultaten van het tweedimensionale model MSEEP, in  $m^3/s/m^1$ . De rijen 'seep-2d' bevatten dezelfde uitkomsten, maar dan gegenereerd in SEEP. De rijen 'relatief' bevatten steeds de verschillen in de uitkomsten, in procenten. De rijen 'mseep-ax' en 'seep-ax' bevatten de uitkomsten voor sommen waarin rekening is gehouden met de dijk lengte. In MSEEP is dat gedaan door de uitkomsten in de rijen 'mseep' met de dijk lengte te vermenigvuldigen, SEEP kan de cirkelsymmetrische gevallen zelf berekenen. De rijen 'ax/dag' tenslotte bevatten de kweldebieten volgens SEEP, in  $m^3/dag$ , gebaseerd op de cirkelsymmetrische uitkomsten.

Vergelijking SEEP/MSEEP										
	4511	4512	451e	4521	4522	452e	4531	4532	453e	eenheid
mseep	5,06E-04	6,68E-04	7,40E-04	9,14E-04	1,26E-03	1,48E-03	3,95E-03	5,06E-03	7,40E-03	m3/s/m1
seep-2d	5,10E-04	6,82E-04	7,53E-04	9,05E-04	1,29E-03	1,51E-03	4,01E-03	5,10E-03	7,53E-03	m3/s/m1
relatief	-0,85	-2,14	-1,62	1,06	-2,50	-1,75	-1,44	-0,85	-1,62	%
mseep-ax	9,26	12,23	13,56	16,75	22,99	27,09	72,33	92,58	135,61	m3/s
seep-ax	9,59	12,41	13,57	17,12	23,52	27,14	77,83	95,89	135,72	m3/s
relatief	-3,44	-1,47	-0,08	-2,19	-2,28	-0,20	-7,07	-3,44	-0,08	%
ax/dag	8,28E+05	1,07E+06	1,17E+06	1,48E+06	2,03E+06	2,35E+06	6,72E+06	8,28E+06	1,17E+07	m3/dag

	6011	6012	601e	6021	6022	602e	6031	6032	603e	eenheid
mseep	6,36E-04	8,16E-04	8,94E-04	1,16E-03	1,55E-03	1,79E-03	5,07E-03	6,36E-03	8,94E-03	m3/s/m1
seep-2d	6,44E-04	8,14E-04	8,87E-04	1,16E-03	1,55E-03	1,77E-03	4,88E-03	6,44E-03	8,87E-03	m3/s/m1
relatief	-1,26	0,18	0,81	0,29	-0,10	1,06	3,83	-1,26	0,81	%
mseep-ax	9,64	12,38	13,57	17,60	23,44	27,14	76,95	96,45	135,65	m3/s
seep-ax	9,85	12,08	13,32	18,07	23,07	26,64	77,83	98,48	133,21	m3/s
relatief	-2,07	2,45	1,84	-2,59	1,63	1,88	-1,13	-2,07	1,84	%
ax/dag	8,51E+05	1,04E+06	1,15E+06	1,56E+06	1,99E+06	2,30E+06	6,72E+06	8,51E+06	1,15E+07	m3/dag

tabel 5.4: Vergelijking tussen resultaten van SEEP en MSEEP.

#### vergelijking SEEP/MSEEP

Als nu de uitkomsten van MSEEP en SEEP met elkaar worden vergeleken (zie tabel 5.4 en bijlage 5), dan blijkt dat de uitkomsten van de twee-dimensionale sommen vrijwel dezelfde uitkomsten geven, ongeacht de gekozen doorlatendheden. De verschillen bedragen in veruit de meeste gevallen minder dan 5%. Daar waar grotere verschillen worden aangetroffen, blijken deze bij een analyse achteraf veelal te berusten op invoerfouten. Ook de uitkomsten van de axiale SEEP-berekeningen en de MSEEP-berekeningen waarbij de dijk lengte in rekening is gebracht liggen dicht bij elkaar. Ook hier blijft de foutmarge bijna altijd beperkt tot enkele procenten.

De uitkomsten van de twee-dimensionale sommen moeten logischerwijze vrijwel gelijk zijn, omdat de beide programma's op dezelfde manier rekenen. De kleine afwijkingen kunnen worden veroorzaakt door de verschillen die toch tussen beide programma's bestaan. Deze verschillen zijn ontstaan toen MSEEP werd ontworpen: het rekenhart van SEEP is deels gekopieerd en deels opnieuw gebouwd. Bovendien is aan MSEEP gedurende de afgelopen jaren volop onderhoud gepleegd en zijn diverse verbeteringen aangebracht, terwijl aan SEEP al vele jaren nauwelijks meer iets is gedaan.

In de verschillen tussen de uitkomsten voor axiaal-symmetrische gevallen werken de verschillen tussen de twee-dimensionale sommen door, daarnaast worden deze verschillen veroorzaakt door de invloed van de kromming van de dijk, die bij de SEEP-sommen automatisch wordt meegenomen, en welke bij de MSEEP-sommen niet in rekening gebracht kan worden. Het effect van de kromming van de dijk blijkt niet te kwantificeren aan de hand van de uitgevoerde berekeningen. Dit omdat per geval de verschillen tussen de twee-dimensionale en cirkel-symmetrische sommen niet consequent groter of kleiner worden.



---

### *conclusies*

Aan de voorgaande vergelijking tussen de programma's MSEEP en SEEP kunnen enkele belangrijke conclusies worden verbonden:

- De verschillen tussen SEEP en MSEEP bevestigen de veronderstelling dat de invloed van de kromming van de dijk van de PAC op de kweldebieten zeer klein is;
- De invloed van de kromming van de dijk is per beschouwd geval anders en kan daarom niet eenduidig worden gekwantificeerd;
- In het verdere verloop van dit afstudeerproject kan worden gewerkt met twee-dimensionale rekenmodellen (dwarsdoorsnede dijklichaam), tenminste voor zover het kwelberekeningen betreft;
- De kleine verschillen tussen SEEP en MSEEP geven aan dat de in de loop van de tijd doorgevoerde verbeteringen in MSEEP de rekenresultaten slechts weinig beïnvloeden.

## 5.7 Kwelbeperkende maatregelen

Zoals vermeld in paragraaf 5.5. moet er rekening worden gehouden met kweldebieten in de orde van 1,2 miljoen kubieke meter per dag. Deze hoeveelheid moet tijdens de pompfase van de PAC worden afgevoerd, elke dag opnieuw. Nu is dit op zich goed te doen: bij een pompdebiet van 2000 m<sup>3</sup>/s (dit is goed haalbaar, zie [1, 7, 9]) duurt het afpompen van het kweldebiet slechts 10 minuten. Toch is het zinvol om na te gaan of de kweldebieten te beperken zijn. Of een bepaalde maatregel nuttig is hangt dan af van de kosten die gemoeid zijn met het afpompen van het kweldebiet dat zonder de maatregel optreedt, de kosten van het afpompen van de als gevolg van de getroffen maatregel verminderde kwel en de kosten die zijn gemoeid met de uitvoering van de maatregel. Kwelbeperkende maatregelen kunnen in verschillende richtingen worden gezocht:

- 1). Verminderen van de hoogteverschillen;
- 2). Verhogen van de weerstand tussen de open zee en het bekken;
- 3). Verkleinen van de dijk lengte.

### *ad 1:*

Verminderen van de hoogteverschillen houdt in dat er met een lagere valhoogte moet worden gewerkt. Dit houdt echter, bij een gegeven energie-inhoud van het bekken automatisch een toename van de dijk lengte in (zie hoofdstuk 4). Een langere dijk betekent weer een toename van de kwel. Een verminderde valhoogte levert dus niet automatisch een beter (lees lager) kweldebiet op.

### *ad 2:*

De weerstand tussen de open zee en het bekken kan op diverse manieren worden gerealiseerd:

- de dijk kan breder worden;
- de bodem kan worden verdicht, bijvoorbeeld met chemische injecties;
- er kan een wand in de dijk worden aangebracht;
- de afdichting van het buitentalud kan over een groter gebied worden aangebracht;
- het binnentalud en de bekkenbodembodem kunnen worden afgedicht.

---

Een bredere dijk brengt meer grondverzet met zich mee, maar de extra grond kan op zijn beurt weer geld opleveren. De projectlocatie moet dan echter veranderen: er moet een locatie op ondieper water worden gevonden (zie ook PVE in hoofdstuk 2: er is gesteld dat er geen grond aan- of afgevoerd mag worden). Deze nieuwe locatie zal niet makkelijk gevonden kunnen worden vanwege de mogelijke grondwaterspiegel-daling in de omgeving van de PAC (bij kustlocaties kan dit veel problemen geven). Een chemische injectie of een wand in de dijk brengt ook nogal wat problemen met zich mee. Dit omdat de verdichting c.q. wand tot op zeer grote diepte moet reiken om de kweldebieten te beïnvloeden. De te realiseren wandlengte komt dan in de orde 80-120 meter. Deze lengten zijn met geen enkele damwand te realiseren, diepwanden worden niet dieper gemaakt dan circa 55 meter en chemische injecties of groutinjecties worden ook tot hooguit enkele tientallen meters toegepast. Bovendien is de lengte van de dijk erg groot (circa 17 km). Een wand of injectie over een zo grote lengte wordt heel erg duur.

Een afdichting van het buitentalud en eventueel ook een deel van de zeebodem is sterk aan te bevelen. Hiermee zijn echter wel de nodige kosten gemoeid. Afdichting van het binnentalud is met het oog op opwaartse drukken (gevaar voor opbarsten) niet wenselijk.

*ad 3:*

Een kleinere dijk lengte brengt automatisch een grotere valhoogte met zich mee. Het effect van een diameterverkleining (geeft kortere dijk) leidt dus niet automatisch tot een lagere kwel.

## 5.8 Conclusie

Het voorgaande laat zien dat de kweldebieten een groot probleem kunnen vormen. Beperking van kweldebieten is niet eenvoudig en erg duur. Helaas is de omvang van de problematiek niet eenduidig vast te stellen, omdat de werkelijke doorlatendheden ter plaatse niet bekend zijn. Bovendien is er een (vrij kleine) kans op de aanwezigheid van een kleilaag op grote diepte, en kan de dikte van het zandpakket zowel groter als kleiner zijn dan de aangenomen 200 meter. Als er geen klei in de bodem zit, de zandlaag ongeveer 200 meter dik is en de doorlatendheid van het zandpakket slechts 5 meter per dag, dan zal er slechts een debiet van een kleine 600.000 m<sup>3</sup>/dag ontstaan bij een dicht buitentalud en valt de problematiek erg mee. Als echter de zandlaag een stuk dikker is dan 200 meter en bovendien wat minder dicht dan aangenomen, zijn debieten van meer dan 4 miljoen m<sup>3</sup>/dag zeker denkbaar en dan zal de PAC veel minder snel rendabel zijn!

In het vervolg van het afstudeerproject wordt gerekend op kweldebieten van 1,2 miljoen kubieke meter per dag, gebaseerd op een doorlatendheid van 10 m/dag, een zandpakket van 200 meter dikte en een gemiddelde valhoogte van 60 meter. Hiermee ligt het kweldebiet op het niveau van het semi-confined model. Dit berust waarschijnlijk op toeval: de dichte laag op de bekkenbodem in het model (deze is in de PAC niet aanwezig) levert kennelijk een vergelijkbare weerstand op als het brede dijklichaam in de PAC (de dijkbreedte zit niet het model).

---

## 6. STABILITEIT VAN DE RINGDIJK

### 6.1 Inleiding

Een zeer belangrijk onderdeel van de PAC is de ringdijk rond het bekken. Deze dijk moet alle optredende belastingen kunnen weerstaan, omdat een falen van de dijk de PAC onbruikbaar maakt (geen valhoogte meer). Bovendien kunnen er mensenlevens in gevaar komen en kan schade ontstaan aan bezittingen van derden. Om de (on)veiligheid van het gemaakte ontwerp te toetsen is een serie berekeningen gemaakt met de programma's PLAXIS 6.30 en PLAXIS 7.00.

In paragraaf 6.2 wordt kort ingegaan op de theorieën die aan de programma's ten grondslag liggen en de wijze waarop deze in de programma's zijn verwerkt. In paragraaf 6.3 worden de gemaakte berekeningen toegelicht en de resultaten behandeld.

### 6.2 Programma's PLAXIS 6.30 & PLAXIS 7.00

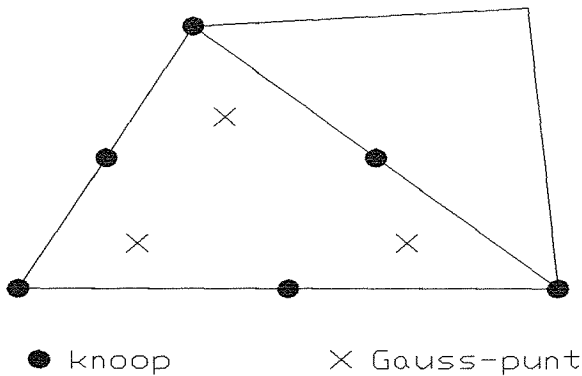
#### 6.2.1 algemeen

In deze subparagraaf wordt kort ingegaan op het programma PLAXIS. Het hierin gestelde geldt voor zowel versie 6.30 als versie 7.00. In subparagraaf 6.2.2 wordt uiteengezet wat de stationaire berekeningen inhouden, in 6.2.3 wordt uitgelegd wat niet-stationaire berekeningen zijn en waarin die verschillen van stationaire sommen (stationaire sommen kunnen met PLAXIS tot nu toe alleen in versie 7.00 worden gemaakt). Opgemerkt wordt nog dat er alleen wordt ingegaan op de gebruikte opties. Het programma biedt veel meer mogelijkheden. Voor informatie over alle mogelijkheden van het programma wordt verwezen naar [40].

De ontwikkeling van PLAXIS is in 1987 begonnen bij de TU-Delft. Het doel was een EEM-pakket te ontwikkelen waarmee eenvoudig inzicht kon worden verkregen in het gedrag van zeedijken en rivieroeveren. Inmiddels is PLAXIS sterk uitgebreid, de ontwikkeling is nu in handen van PLAXIS BV.

De basis van PLAXIS wordt gevormd door het elementenmesh. Dit kan worden opgebouwd uit diverse elementen, waaronder drie verschillende elementen voor grond en balkelementen. In de gemaakte berekeningen zijn alleen 6-knoops driehoeken (zie figuur 6.1) gebruikt, vandaar dat wordt volstaan met een korte uitleg over dit element. Weliswaar geeft de toepassing van 15 knoops-elementen nauwkeurigere resultaten, maar dan kunnen er slechts 200 elementen worden ingevoerd, tegenover 800 6-knoops elementen. Gezien de afmetingen van het elementenmesh is daarom gekozen voor het 6-knoops type. Het 6-knoops element is het eenvoudigste element voor de modellering van grond in PLAXIS. Alle spanningen worden berekend in de drie Gauss-punten. De waarden voor de 6 knopen volgen uit interpolatie van de Gauss-punten in de buurt van elke knoop. Dat dit wel eens leidt tot vreemde resultaten blijkt uit paragraaf 6.3.3.

Ten behoeve van de berekeningen kunnen langs de randen van het mesh spanningen of verplaatsingen worden voorgeschreven.



figuur 6.1: 6-knoops elementen met Gauss-punten.

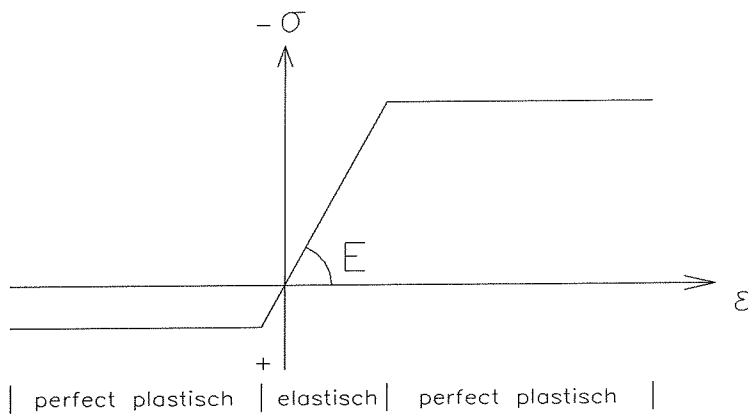
Voor wat betreft het gedrag van de grond kan in PLAXIS worden gekozen voor diverse modellen, variërend van het zeer eenvoudige lineair elastische model tot het geavanceerde Modified Cam-Clay model. Voor dit afstudeerproject is gebruik gemaakt van het bekende Mohr-Coulomb model. Het model kan redelijk nauwkeurig spanningen en verplaatsingen in grond weergeven. Voor zandbodems voldoet het prima. In dit model wordt uitgegaan van elastisch/perfect plastisch materiaalgedrag. Dit betekent dat de grond zich binnen bepaalde spanningsgrenzen elastisch gedraagt en buiten deze spanningen zuiver plastisch. Zuiver plastisch materiaalgedrag houdt in dat er geen spanningstoename meer wordt gevonden bij een voortschrijdende verplaatsing (zie figuur 6.2). Ingevoerd moeten worden: de glijdingsmodulus  $G$ , de dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu$ , de hoek van inwendige wrijving  $\varphi$ , de cohesie  $c$  en de dilatatiehoek  $\Psi$ . Er zijn standaardwaarden voor zand ingevoerd:

- $G$  is gesteld op  $5000 \text{ kN/m}^2$ . In plaats van  $G$  kan ook de elasticiteitsmodulus  $E$  worden ingevoerd. Deze hangt met  $G$  samen volgens:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

- In zandbodems is cohesie meestal afwezig. Voor stabiele berekeningen is het echter nodig om toch een zeer geringe cohesie in te voeren ( $1 \text{ kPa} = 1 \text{ kN/m}^2$  volstaat).
- De dilatatiehoek ligt meestal in de orde van  $\varphi - 30^\circ$  voor zandachtige bodems.
- De hoek van inwendige wrijving zelf is gesteld op  $30^\circ$  voor het gestorte/gespoten dijklichaam en op  $33^\circ$  voor de oorspronkelijke bodem.
- De dwarscontractie is gesteld op  $0,3$ .

Ten behoeve van de berekeningen moeten ook de volumieke gewichten van de grond worden ingevoerd. Gekozen is voor  $20 \text{ kN/m}^3$  voor met water verzadigd zand en  $16 \text{ kN/m}^3$  voor droog zand.



figuur 6.2: Elastisch/perfect plastisch gedrag van grond.

Na invoer van een mesh, materiaalparameters en grenscondities kunnen diverse berekeningen worden gemaakt met betrekking tot bijvoorbeeld grondwater, zettingen en bezwijkveiligheid. Van al deze berekeningen kunnen naar believen tabellen en plots worden gemaakt. De grondwaterberekeningen verschillen voor stationaire en niet-stationaire gevallen. Ze komen daarom in de volgende twee subparagrafen aan de orde. De bepaling van de bezwijkveiligheid is in principe hetzelfde voor beide gevallen. De bezwijkveiligheid wordt door PLAXIS bepaald aan de hand van een methode, genaamd  $\phi/c$ -reductie [40]. Uitgegaan wordt van een veiligheidsfactor  $S$ , gedefinieerd als:

$$S = \frac{S_{\max}}{S_{\text{benodigd}}}$$

Hierin is  $S_{\max}$  de maximaal aanwezige schuifsterkte in het grondlichaam.  $S_{\text{benodigd}}$  geeft de vereiste schuifsterkte weer die benodigd is om evenwicht te creëren. Door de Coulomb-conditie in te vullen volgt:

$$S = \frac{c + \sigma \cdot \tan \phi}{c_r + \sigma \cdot \tan \phi_r}$$

In bovenstaande vergelijking geven  $c_r$  en  $\phi_r$  gereduceerde waarden weer voor de cohesie en de hoek van inwendige wrijving, waarbij nog juist evenwicht wordt gecreëerd. Door  $c$  en  $\phi$  in dezelfde mate te reduceren worden vanzelf de waarden gevonden waarbij bezwijken optreedt. PLAXIS doet dat door stap voor stap de waarden voor  $c$  en  $\phi$  te reduceren, net zolang tot het grondlichaam bezwijkt. Er wordt dus een veiligheidsfactor  $S$  gegenereerd die gelijk is aan:

$$S = \frac{c + \sigma \cdot \tan \phi}{c_r + \sigma \cdot \tan \phi_r} = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r}$$

---

## 6.2.2 stationaire berekeningen

De gemaakte stationaire berekeningen hebben betrekking op de grondwaterspanningen en de bezwijkveiligheid.

In de grondwaterberekening wordt uitgerekend welke waterspanningen ontstaan in het zandmassief, ten gevolge van het waterstandsverschil tussen de zee en het bekken. Dit doet PLAXIS door de bekende vergelijking van Laplace voor stationaire grondwaterstroming op te lossen. Deze vergelijking luidt, voor een 2-dimensionaal geval [33]:

$$\frac{\partial}{\partial x} \cdot \left( k \cdot \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \cdot \left( k \cdot \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) = 0$$

De bezwijkveiligheid wordt bepaald volgens subparagraaf 6.2.1. Als invoer voor deze berekening dienen de resultaten van de zwaartekrachtberekening. Deze berekening geeft de spanningstoestand weer van het grondmassief, met daarin de resultaten van de grondwaterberekening verwerkt.

## 6.2.3 niet-stationaire berekeningen

Ten behoeve van dit afstudeerproject is met de nieuwe versie van PLAXIS gewerkt (deze versie komt in 1998 op de markt). De belangrijkste uitbreiding in deze nieuwe versie is de optie om niet-stationaire berekeningen uit te voeren. Door een waterstandsverloop in te voeren kan in de nieuwe versie van PLAXIS heel eenvoudig en direct een stabiliteitsanalyse worden uitgevoerd voor variërende waterstanden in een dijklichaam. In deze nieuwe module wordt de differentiaalvergelijking voor niet-stationaire grondwaterstroming opgelost.

Niet-stationaire grondwaterberekeningen verschillen van stationaire grondwaterberekeningen in het feit dat de som van de verschillende stromingscomponenten niet gelijk aan nul is, maar aan een bergingsterm. Berging wil zeggen dat het volume water in een volume grond verandert. Deze berging bestaat uit twee delen: freatische berging en elastische berging. Freatische berging is de toename of afname van het volume water in een volume grond door stijging, respectievelijk daling van de grondwaterspiegel in dat grondvolume. Elastische berging is de berging ten gevolge van drukveranderingen in het grondlichaam. Door veranderende spanningen verandert de porositeit van het grondlichaam enigszins. Door deze veranderende porositeit kan er iets meer of minder water worden geborgen per eenheidsvolume [33].

Zowel freatische als elastische berging wordt in dit nieuwe model meegenomen. Tijdens de berekeningen bleek dat het model zeer gevoelig was voor de hoeveelheid elastische berging die werd ingevoerd (zonder elastische berging convergeert de oplossing helemaal niet). Deze gevoeligheid uitte zich vooral in onrealistische stroombeelden door het dijklichaam (grote oscillaties). In de definitieve versie van PLAXIS 7.00 zal deze parameter óf door de gebruiker door trial and error moeten worden vastgesteld óf de programmeurs moeten het programma zo schrijven dat PLAXIS zelfstandig een goede waarde in rekening brengt.

De berekening van de  $\phi/c$ -reductie is in principe gelijk aan die voor stationaire problemen. Alleen kan de berekening nu gevoed worden met een variërende waterstand. Zo kan op elk tijdstip de bezwijkveiligheid worden bepaald.

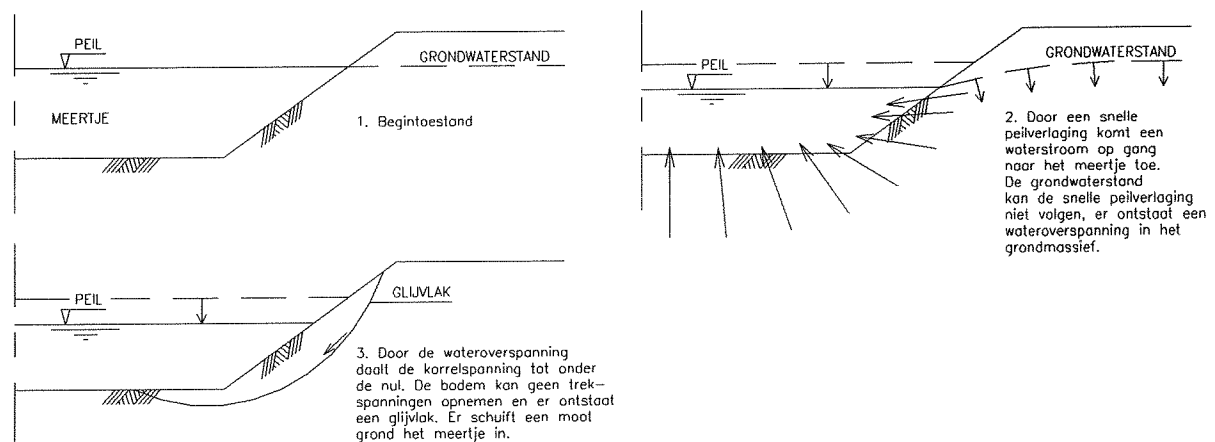
Op alle gemaakte plots staat overigens dat het om berekeningen van versie 6.30 gaat, maar dat komt omdat nog niet het hele pakket is aangepast.

## 6.3 Berekeningen en resultaten PLAXIS

### 6.3.1 Inleiding

Met behulp van de programma's PLAXIS 6.30 en PLAXIS 7.00 zijn berekeningen gemaakt om de stabiliteit van het ontworpen dijklichaam te bepalen. Eerst is gewerkt met PLAXIS 6.30, de versie die momenteel op de markt is. Met deze versie zijn stationaire berekeningen gemaakt (zie paragraaf 6.2), zodat inzicht kon worden verkregen in de stabiliteit van de dijk in gevallen met constante waterstanden. Dit is gedaan om quasi- en/of niet-stationaire berekeningen te kunnen beoordelen. Dat stationaire berekeningen alleen niet voldoende zijn om de stabiliteit van de dijk te bepalen was vanaf het begin al duidelijk: de snelle peilwisselingen op het bekken (0,8 m/uur) zouden de stabiliteit van de dijk ernstig kunnen bedreigen. Doordat in veel gevallen de korrelspanningen in de bodem zich minder snel aanpassen aan veranderende belastingssituaties dan de waterspanningen in de bodem, kan een snelle peildaling leiden tot bezwijken van bijvoorbeeld een talud, omdat de overdruk van het water in de bodem de korrels wegdukt. Er kan dan een moot grond afschuiven, met alle gevolgen van dien (zie figuur 6.3). In termen van mechanica betekent dit: bij een verlaging van de waterstand in bijvoorbeeld een meer, treedt de verlaging van de grondspanning instantaan op. Als het in de bodem aanwezige water deze spanningsverlaging niet direct kan volgen, daalt de korrelspanning tijdelijk ( $\text{grondspanning} = \text{korrelspanning} + \text{waterspanning}$ ). Bij een verlaging van korrelspanningen tot onder nul (=trek in de bodem), verliest een korrelskelet waarin geen cohesie heerst, zijn samenhang en bezwijkt.

Dergelijke snelle veranderingen in de waterstand kunnen alleen worden gemodelleerd met behulp van quasi-stationaire of niet-stationaire berekeningen. De vraag is dus of de korrelspanning zo ver daalt dat er bezwijken optreedt.



figuur 6.3: Risico op afschuiven bij snelle peildaling.

Nadat de stationaire berekeningen waren gemaakt, is gepoogd om quasi-stationaire berekeningen te maken met behulp van versie 6.30. Dit bleek niet mogelijk. Noch [40], noch de geraadpleegde specialist (ir. Bakker, TU-Delft) bood aanknopingspunten. Vervolgens is contact gelegd met PLAXIS BV, de producent van

het programma. Daar bleek versie 7.00 van het programma operationeel te zijn. Met deze versie kunnen niet-stationaire grondwaterberekeningen worden gemaakt. Van deze mogelijkheid is gebruik gemaakt.

In paragraaf 6.3.2 worden de gemaakte berekeningen toegelicht. Paragraaf 6.3.3 omvat een behandeling van de resultaten.

### 6.3.2 gemaakte berekeningen

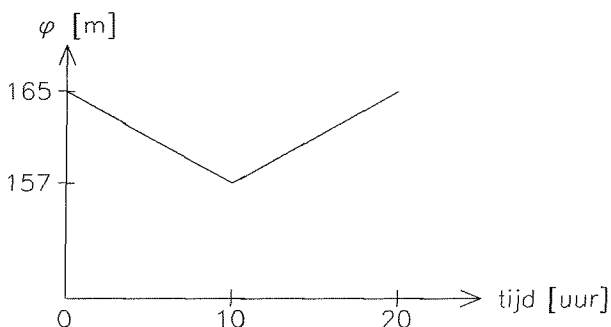
Er zijn twee typen berekeningen gemaakt: stationaire en niet-stationaire. De verschillen tussen deze berekeningen worden toegelicht in paragraaf 6.2. In deze paragraaf wordt uitgelegd wat de uitgangspunten van de gemaakte berekeningen zijn.

Allereerst is gekozen om met 6-knoops driehoeken te werken als element. Dit heeft als voordeel ten opzichte van de 15-knoops-elementen dat er met een aanmerkelijk fijner mesh kan worden gewerkt, omdat het programma zo meshes van 800 elementen aankan, tegenover 200 elementen bij toepassing van 15-knoops-elementen. Er is geen gebruik gemaakt van de andere mogelijkheden die het programma biedt ten aanzien van elementinvoer. Als modelgebied is gekozen voor een willekeurige normale doorsnede van de dijk, zoals bijvoorbeeld weergegeven op tekening PAC-02A (bijlage 2). Er is gerekend op een zandpakket van 200 meter dikte, net als in de overige berekeningen.

Ten aanzien van de bodemparameters is gekozen voor standaardwaarden voor zand. Wel is onderscheid gemaakt in gestort/gespoten zand en de oorspronkelijke bodem. Dit uit zich in verschillende doorlatendheden: de permeabiliteit van het gestorte/gespoten lichaam is groter gekozen dan die van de ondergrond (20 m/dag tegenover 10 m/dag).

Voor de buitenwaterpotentiaal is 220 meter aangehouden, net als in de MSEEP-berekeningen. De potentiaal op het bekken is in de stationaire berekeningen gesteld op 165 meter (HW op bekken). In de niet-stationaire berekeningen is een waterstandsverloop op het bekken ingevoerd volgens figuur 6.4. De potentiaal varieert tussen 165 en 157 meter. Dit komt ongeveer overeen met een verlaging van de waterstand op het bekken die onder normaal bedrijf in tien uur tijd wordt bereikt. Het tijdsbestek van tien uur is de tijd die elk etmaal (werkdagen) ongeveer beschikbaar is om water uit het bekken te pompen.

Er zijn geen bovenbelastingen (gewichten van filterlagen bijvoorbeeld) toegepast. Uiteraard wordt wel de zwaartekracht gemobiliseerd.



figuur 6.4: Ingevoerd waterstandsverloop op het bekken ten behoeve van niet-stationaire berekeningen.

De in de berekening gevolgde procedure is de voor PLAXIS gebruikelijke. Nadat de invoer gereed is worden eerst grondwaterberekeningen uitgevoerd, om de waterspanningen in het zandlichaam te verkrijgen. Vervolgens wordt de zwaartekrachtbelasting opgelegd. De verkregen resultaten geven de spanningen en de



---

verplaatsingen in de bodem. Daarna is een  $\phi/c$ -reductie uitgevoerd. Voor de stationaire berekening wordt eenvoudig het eindresultaat van de vorige berekening ingevoerd als startpunt. Voor de niet-stationaire berekening is in eerste instantie gekozen voor de spanningssituatie voor de laagste waterstand. Daarna is ook nog een  $\phi/c$ -reductie uitgevoerd voor de spanningssituatie, behorend bij de eindwaarde van de waterstand op het bekken. Deze bleek vergelijkbare resultaten te geven.

### 6.3.3 discussie resultaten PLAXIS

In het navolgende worden de resultaten van de berekeningen in PLAXIS 6.30 en 7.00 kort besproken en voorzien van commentaar. De resultaten zijn uitgezet in een aantal plots, die zijn opgenomen in bijlage 9. Per plot wordt uiteengezet wat er is te zien en bij de opvallende punten wordt een korte toelichting gegeven.

#### *plot 1: Mesh with initial phreatic line(s)*

Deze plot laat het gebruikte mesh en de beginwaterstanden zien. Rechts op de plot is een randje zee te zien, het bekken ligt aan de linkerzijde van de plot. De waterstand op zee is op 220 meter boven het referentievlak gesteld, de bekkenwaterstand op 165 meter (dus een hoge waterstand, zowel op zee als in het bekken).

#### *plot 2: Initial flow field with phreatic line*

Deze plot geeft het stroombeeld door het dijklichaam weer, behorend bij de invoer zoals die is weergegeven op plot 1. Er vallen drie zaken op:

- Geheel rechts is een zeer grote instroming te zien, die zelfs richting zee gaat. Deze instroming hangt samen met de wijze waarop de randvoorwaarde aan de rechterzijde is ingevoerd. Deze instroming vult als het ware de rechterbenedenhoek van het mesh, dat in de randvoorwaarden nog droog is. Dit zou in een volgende berekening eenvoudig kunnen worden opgelost door op de rechterrاند van het mesh een hydrostatische waterstand te zetten, welke overeenkomt met de hoogwatersituatie op zee. Een tweede verklaring voor dit verschijnsel kan liggen in het feit dat op het punt waar de extreme instroming plaats vindt, de toplaag van het mesh ophoudt. Dit leidt tot een onregelmatig elementen-mesh, wat iteratieproblemen tot gevolg kan hebben. Hierdoor kunnen vreemde verschijnselen ontstaan.
- Ten tweede valt de grote stromingsconcentratie rond de overgang van 1:10 naar 1:5 in het binnentalud op. Deze concentratie was ook al te zien in de eerder uitgevoerde berekeningen in SEEP en MSEEP. Evenals in sommige eerder uitgevoerde berekeningen is een klein sijpeloppervlak te zien. De verklaring voor deze concentratie kan ook worden gezocht in het mesh: rond de overgang in taluds is het mesh erg onregelmatig van vorm. Dit kan iteratieproblemen geven. Bovendien zijn er rond dit punt zeer kleine elementen aanwezig, waardoor er voor erg veel punten resultaten zijn berekend. Al deze resultaten zijn geplot, waardoor het beeld enigszins vertekend wordt.
- Tenslotte valt ook op dat er nauwelijks grondwaterstroming plaatsvindt onder en door de bekkenbodem. Dit is gunstig, omdat een opwaarts gerichte stroming de stabiliteit van de bodem zeer nadelig kan beïnvloeden (opwoelend zand, drijfzand). Deze waarneming wordt bevestigd door de berekeningen in MSEEP (zie hoofdstuk 5).

---

*plot 3: Mesh with initial groundwater head contours*

Deze plot laat de initiële potentiaalijnen zien. De plot geeft een realistisch beeld, behalve aan de rechterzijde, waar hetzelfde randverschijnsel als in plot 2 een afwijking geeft van het normale beeld.

*plot 4: Mesh with ultimate phreatic line(s)*

Op deze plot is weergegeven hoe de freatische lijn eruit ziet nadat er in 10 uur tijd 8 meter waterstandsverlaging is doorgevoerd. De freatische lijn vertoont enige oscillaties. Deze oscillaties hangen met twee verschijnselen samen:

- Ten eerste is de helling van de freatische lijn zeer flauw, in feite bijna evenwijdig aan de horizontale meshlijnen. Dit brengt een numeriek probleem met zich mee: doordat per element voor verschillende plekken de gevraagde berekeningen worden uitgevoerd (spanningspunten, zie [3] en paragraaf 6.2), en punten boven de freatische lijn worden weggelaten in de waterspanningsberekeningen, kan het voorkomen dat binnen één element in het ene geval een spanningspunt nog wel wordt beschouwd en in een daarop volgend geval de waterstand net onder dit punt uitkomt en dus niet meer wordt meegenomen. Een ander spanningspunt in hetzelfde element kan dan nog net wel onder de freatische lijn liggen en dus wel worden meegenomen in beide gevallen. Door dit effect kunnen oscillaties ontstaan. Dit probleem kan worden opgelost door de horizontale meshlijnen iets te verdraaien, zodat ze evenwijdig aan de freatische lijn komen te liggen. Ook kan er in de zone waarin de freatische lijn zich beweegt een fijner mesh worden gebruikt. Het verschijnsel wordt namelijk minder naarmate de freatische lijn over meer spanningspunten zakt. Bij verplaatsingen van de freatische lijn over meer dan een elementhoogte verdwijnt het. Dit probleem hangt dus samen met de gekozen modellering en kan vrij eenvoudig worden opgelost.
- Ten tweede kunnen de genoemde oscillaties worden veroorzaakt door de al eerder vermelde gevoeligheid voor de mate van in rekening gebrachte elastische berging. Door nog meer te variëren met deze parameter was het wellicht mogelijk geweest de oscillaties kleiner te maken.

*plot 5: Deformed mesh*

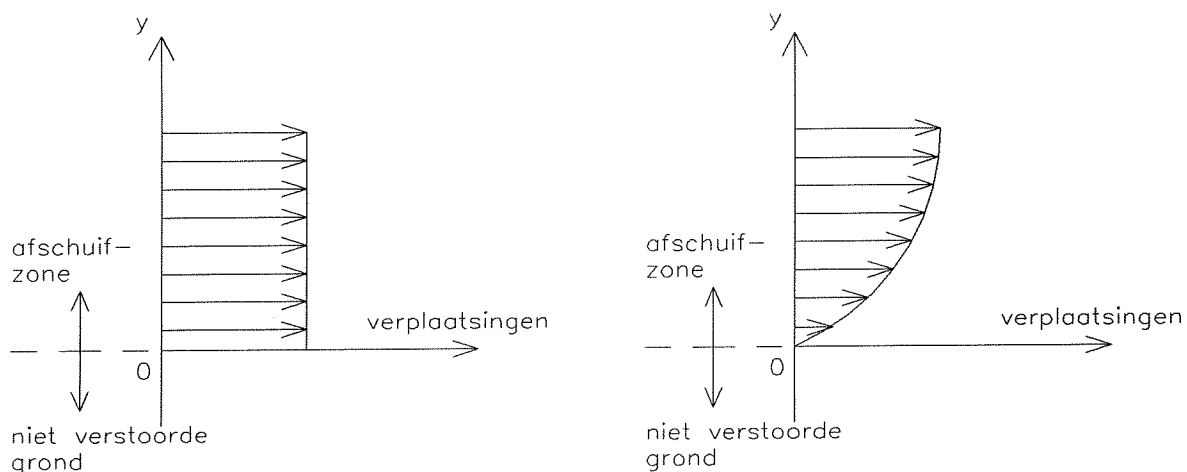
Deze plot laat de vervormingen van het mesh zien nadat de zwaartekrachtbelasting is opgelegd. Hierin vallen vooral de oscillaties in de kruin van de dijk op. Deze oscillaties komen qua lengte en ligging precies overeen met de oscillaties in plot 4 en daarin ligt ook de verklaring voor deze slingeringen. Dit is als volgt in te zien: ter plaatse van een dal in de freatische lijn is in het massief onder de freatische lijn een hogere korrelspanning aanwezig dan ter plaatse van pieken in de freatische lijn. Dit komt omdat bij dalen in de freatische lijn een hoge bovenbelasting (het massief boven de freatische lijn) gepaard gaat met lage waterspanningen. Ter plaatse van een piek in de freatische lijn is het andersom: hoge waterdrukken in combinatie met lage bovenbelastingen leiden tot lagere korrelspanningen. Voor het zettingsgedrag van de dijk betekent dit een versterking van de oscillaties: hogere korrelspanningen leiden tot grotere zettingen dan lagere korrelspanningen.

In werkelijkheid zullen de zettingen veel gelijkmatiger zijn dan de berekening suggereert, omdat de berekende oscillaties in de grondwaterstand niet zullen optreden. De zettingen zullen overal in de orde van 0,5 meter zijn, aan de bekkenzijde van de kruin wellicht iets meer dan aan de zeezijde (lagere grondwaterstand!). Het berekende beeld moet beter worden wanneer de oplossingen genoemd onder plot 4 worden doorgevoerd.

### plot 6 + 7: Deformed mesh en incremental displacement field

Deze plots geven het mesh weer nadat er een  $\phi/c$ -reductie (zie [3] en paragraaf 6.2) is doorgevoerd voor de spanningssituatie na 10 uur waterstandsverlaging en de bijbehorende toenames van de verplaatsingen. Met de  $\phi/c$ -reductie wordt in PLAXIS de stabiliteit van bijvoorbeeld een dijklichaam berekend. In plot 7 is te zien hoe de verplaatsingen toenemen voor de laatste rekenstap.

Deze plots verschaffen veel inzicht in het bezwijkgedrag van de dijk. Duidelijk is te zien dat de verplaatsingen onderin het talud 1:5 het grootste zijn. Tevens blijkt dat er niet zozeer sprake is van een duidelijk glijvlak, maar veel meer van een afschuifzone waarin de verplaatsingen op de overgang naar de ondergrond zeer klein zijn, maar snel toenemen naarmate de plaatshoogte boven de overgang toeneemt. Een echt glijvlak zou een veel abruptere overgang geven. De verplaatsingen vlak boven de overgang naar stabiele grond zouden dan al direct in dezelfde orde van grootte als de verplaatsingen bovenin de instabiele zone liggen. Zie ook figuur 6.5.



figuur 6.5: verschillende afschuifzones. Links een geval met een duidelijk afschuifvlak, rechts een geval zonder duidelijke voeg.

### plot 8: Contours of displacement increments

Op deze contourplot, waarop de toenames van de verplaatsingen zijn weergegeven, is hetgeen dat hierboven is uitgelegd ook goed te zien. Curve A geeft zeer kleine toenames weer. Deze toenames worden steeds groter naarmate plaatsen steeds verder boven curve A worden beschouwd.

### plot 9 + 10: Total displacement node 377/Sum-Msf, en idem voor node 339

Op deze plots zijn de curves te zien die de veiligheidsfactor in het punt 377 en in het punt 339 weergeven, uitgezet tegen de verplaatsing van dat punt (knoop 377 ligt op het talud, in het gebied met de grootste verplaatsingen, punt 339 ligt iets meer naar het bekken toe), voor het tijdstip  $t = 10$  uur (laagste berekende waterstand op het bekken). Duidelijk is te zien dat de stabiliteitsfactor voor zeer grote rekenverplaatsingen constant wordt op ongeveer 2,6. De maximale stabiliteit wordt al eerder bereikt en bedraagt ongeveer 2,9. Deze waarden zijn vrijwel gelijk aan degene die met stationaire berekeningen zijn gevonden (een beknopte berekening in MSTAB, waarmee glijvlakberekeningen met de methode van Bishop gemaakt kunnen worden, leverde vergelijkbare resultaten). Ook voor tijdstippen worden deze waarden gevonden.

De rekenverplaatsingen mogen overigens niet fysisch worden geïnterpreteerd. Elke rekenstap levert namelijk een verplaatsing op en de verplaatsingen van al deze stappen worden opgeteld. Hierdoor verliezen de berekende verplaatsingen hun fysische betekenis. Er is echter voor deze wijze van resultaten uitzetten ge-

---

kozen omdat op deze manier het beste is te zien hoe de berekening verloopt en hoe de veiligheidsfactor zich ontwikkelt.

*plot 11: Plastic Mohr-Coulomb point & Tension cut off point*

Deze plot laat zien dat na opleggen van de zwaartekracht in de kritieke zone op het binnentalud één punt wordt gevonden waar plasticiteit optreedt. Dit punt ligt precies op de rand van het elementenmesh en op een overgang van twee delen van het mesh. Dit doet vermoeden dat het hier om een singulier punt gaat: een punt waarvoor de gemaakte berekeningen niet geldig zijn. De resultaten die voor dit punt worden gevonden zijn dus twijfelachtig. Dit leidt tot de conclusie dat er bij aanvang van de waterspanningsberekening en de  $\phi/c$ -reductie nog geen plastische verschijnselen optreden en de verplaatsingen dus in eerste instantie elastisch van aard zijn. Dit versterkt het vertrouwen in de uitkomsten van de  $\phi/c$ -reductie.

Aan de rechterrاند zijn diverse tension-cut-off punten te zien. Dat betekent dat er trekkrachten worden berekend in deze zone. Dit hangt samen met de al eerder gesignaleerde randverschijnselen en kan verder buiten beschouwing blijven.

*conclusie*

Gebleken is dat de dijk voldoende veilig is, ook onder de genoemde grote waterstandsverlagingen. De veiligheidsfactor bedraagt ongeveer 2,6, onafhankelijk van het getoetste tijdstip. Dit bewijst dat de snelle peilwisselingen op het bekken niet van invloed zijn op de stabiliteit van de dijk.

De onder bedrijfsomstandigheden optredende verplaatsingen zijn elastisch van karakter. Dit houdt in dat de optredende verplaatsingen als gevolg van waterstandsveranderingen klein zijn (elastische veranderingen in grond zijn nooit groot) en weer verdwijnen nadat de waterstandsverandering ongedaan wordt gemaakt. Naar verwachting zal er dus een verplaatsingscyclus ontstaan (de waterstandsveranderingen zijn immers cyclisch van karakter!). Deze cyclus zal weinig problemen opleveren. Wel moet ervoor worden gezorgd dat de filterlagen op het binnentalud en de bekkenbodem de verplaatsingen kunnen volgen. Met een goed beheer (regelmatige inspectie en onderhoud) kunnen eventuele beschadigingen worden opgevangen.

---

## 7. ONTWERP HARDE KUNSTWERKEN

### 7.1 Inleiding

Het tweede hoofdonderdeel van de PAC met laag reservoirpeil (zie paragraaf 2.3) omvat het mechanische deel. Dit deel bestaat uit alle installaties en machines die nodig zijn om elektriciteit op te wekken, om water uit het bekken te pompen, om voldoende koeling te leveren, etcetera, inclusief alle behuizingen voor deze installaties en machines. Het ontwerp van de machines en installaties valt buiten de context van dit afstudeerproject. In dit hoofdstuk wordt aandacht besteed aan het ontwerp van de benodigde behuizingen. De uitvoering komt in deze paragraaf hier en daar kort ter sprake, maar wordt pas uitgebreid behandeld in hoofdstuk 9.

Allereerst worden in paragraaf 7.2 de turbinebehuizingen behandeld. Daarna wordt in paragraaf 7.3 ingegaan op de drukleidingen. Paragraaf 7.4 is gewijd aan de in-/uitlaatwerken. In paragraaf 7.5 wordt een aantal stabiliteitsproblemen behandeld. In paragraaf 7.6 wordt ingegaan op de benodigde afsluitmiddelen.

### 7.2 Turbinebehuizingen

#### 7.2.1 inleiding

In de turbinebehuizingen (zie de tekeningen in bijlage 11) worden ondergebracht: turbines, slakkenhuizen, straalbuizen, koelinstallaties, rotoren en statoren, transformatoren, diverse schakelingen en leidingen, kortom alle installaties die nodig zijn voor het opwekken van elektriciteit uit water en voor het uitpompen van water (behalve de regelinstrumenten, die worden in verband met de veiligheid ondergebracht in de in-/uitlaatwerken). De afmetingen van deze instrumenten komen ongeveer overeen met die van de plannen voor de PAC bij de Brouwersdam, omdat de valhoogte en de prestatie-eisen van de PAC met laag reservoirpeil vergelijkbaar zijn met die van de PAC-Brouwersdam (zie hoofdstuk 2). Daarom wordt gesteld dat de vereiste binnenruimte in de turbinebehuizingen ongeveer even groot moet zijn als in de plannen voor de PAC-Brouwersdam [5, 6].

In paragraaf 7.2.2 wordt kort ingegaan op de locatiekeuze van de turbinebehuizingen en op de keuze voor één turbinegebouw. In paragraaf 7.2.3 is een beschrijving van de lay-out van de turbinebehuizingen opgenomen. De fundering van de turbinebehuizingen wordt in paragraaf 7.2.4 beschreven.

#### 7.2.2 belangrijke ontwerpkeuzes

Net als in de plannen voor de PAC-Brouwersdam wordt ook in dit afstudeerproject gekozen voor het onderbrengen van de installaties in één gebouw, omdat volgens [1] dit economischer oplossingen levert dan spreiding van de installaties over meerdere gebouwen.

Ook de keuze om de turbinebehuizing te plaatsen in de teen van de dijk vloeit voort uit de economie. Plaatsing ergens in het midden van het bekken is wellicht minder moeilijk, maar er zijn dan langere leidingen nodig. Dit leidt tot hogere aanleg- en onderhoudskosten voor de leidingen en tot extra energieverlies (en dus tot extra kosten), waardoor de oplossing als totaal toch duurder uitvalt.

---

### 7.2.3 lay-out turbinebehuizingen

De turbinebehuizingen zullen er uit gaan zien zoals aangegeven op de tekeningen in bijlage 11. De turbines worden ondergebracht in twee caissons van  $L \times B \times H$   $135 \times 77 \times 58 \text{ m}^3$ , welke zullen worden afgezonken (zie hoofdstuk 9). Met deze afmetingen wordt minstens zoveel binnenruimte gecreëerd als in de PAC-plannen voor de locatie Brouwersdam [5, 6] en is er voldoende ruimte om ballast aan te brengen: de binnenmaten van de caissons volgen direct uit de hoeveelheid ruimte, nodig om de installaties onder te brengen. Deze hoeveelheid is overgenomen uit de PAC-studie uit 1986. De buitenmaten van de caissons volgen dan uit het simpele gegeven dat om een kubieke meter ruimte onder water te krijgen en te houden er ook een zekere hoeveelheid ballast nodig is. Globaal komt het totale volume van de caissons uit op twee maal het volume, benodigd voor de installaties (uitgaande van een gemiddeld volumiek gewicht van ballast en beton van ongeveer 2 maal het volumieke gewicht van water).

Op elk caisson wordt een schacht gebouwd van 30 meter doorsnede (25 meter binnendiameter) en 57 meter hoogte. Door deze schachten blijven de caissons, als ze onder water liggen, goed toegankelijk (de bovenkant van de schachten komt op LLW+7 m te liggen). Dit is nodig om machines te kunnen installeren (dit gebeurt pas na het afzinken) en de caissons af te kunnen bouwen.

De buitenwanden en de bodem van de caissons worden circa 2,5 meter dik (zie bijlage 13). Bij deze dikte kunnen vloervelden van ongeveer  $8 \times 8 \text{ m}^2$  worden gerealiseerd zonder dat er dwarskrachtwapening in de platen hoeft te worden toegepast, bij een berekening volgens de VBC (zij het met een aangepaste belastingfactor), 108 mwk belasting en een betonkwaliteit B45 (zie ook bijlage 13). Ook de dikte van het dak is op 2,5 meter gesteld. De belasting is hier aanmerkelijk lager, maar de te realiseren overspanningen zijn groter. Waarschijnlijk is toepassing van (gedeeltelijk) voorgespannen beton in het dak aantrekkelijk. Aan het dak is niet gerekend. De bovenkant van het dak komt boven de waterspiegel in de bedrijfsfase uit (bovenkant dak op LLW-50 meter, HW in bekken op LLW-52,75 meter). Dit is gedaan om het onderhoud te vergemakkelijken. Daarnaast worden de turbinebehuizingen op deze wijze beter toegankelijk voor personeel en eventuele hulpverleners (in noodsituaties).

De meest opvallende elementen in de turbinebehuizingen zijn de slakkenhuizen, de straalbuizen (een straalbuis is een turbine-uitlaat. Bij pompturbines werkt de straalbuis tevens als inlaat tijdens de pompfase) en de turbines zelf. Aan deze onderdelen wordt niet gerekend, omdat deze onderdelen buiten de context van dit afstudeerwerk vallen: aan de ene kant zijn deze onderdelen zeer werktuigbouwkundig van aard, aan de andere kant zijn voor de vaststelling van de optimale afmetingen en vormen van deze delen uitgebreide modelproeven nodig, wat voor dit afstudeerproject vanzelfsprekend niet aan de orde is. Voor de maten van deze onderdelen zijn aannames gedaan, gebaseerd op de PAC-studie uit 1986. Zo volgt uit deze studie bijvoorbeeld de ligging van de waaieras op LLW-83 m. Om cavitatie tijdens de pompfase te voorkomen moet de waaieras minstens 14,5 meter beneden de laagste waterstand liggen [7, 9].

Het beton rondom de slakkenhuizen, de turbines en een deel van de straalbuizen wordt pas na installatie van deze delen gestort. Dit is nodig om deze onderdelen exact te kunnen stellen.

Verder vallen de vrij dikke tussenvloeren in de caissons op. Deze zijn nodig om de hoge belastingen van de installaties te kunnen dragen. Deze installaties zijn deels erg zwaar (transformatoren en dergelijke), daarnaast kunnen ze ook flinke trillingen geven (startende pompen). Bovendien moeten de vloeren, en natuurlijk ook de wanden, de uitwendige belastingen kunnen weerstaan. Om bijvoorbeeld de horizontale waterdrukken te dragen, fungeren de tussenwanden en vloeren als stempels tussen de buitenwanden.

Verder is halverwege de caissons, onder de schachten, een strook van 18 meter breedte opgenomen, waarin geen turbines en bijbehorende werken worden opgenomen. Dit is gedaan om in de caissons

---

ruimte te creëren om de aangevoerde spullen te kunnen overpakken. Bovendien is in de eindfase een ruimte nodig waar installaties kunnen worden ge(de)monteerd, om het nodige onderhoud uit te kunnen voeren.

Zoals vermeld is ongeveer de helft van het caissonsvolume nodig om zoveel massa te genereren dat de behuizingen op de bekkenbodem blijven. Het is niet nodig en zelfs niet gewenst om voor al deze massa beton te gebruiken. Daar waar mogelijk wordt dan ook gebruik gemaakt van andere materialen, te weten zand (en in de bouwfase zeewater). Ook ijzererts is een veelvuldig gebruikt ballastmateriaal. Helaas is het vrij duur. Uit de berekeningen in bijlage 18 blijkt dat er geen ijzererts nodig voor dit project.

#### 7.2.4 fundering

De caissons worden op staal gefundeerd (onderkant caisson op LLW-108 meter). Op de gebaggerde bekkenbodem wordt een granulair filter aangelegd van ongeveer twee meter dikte. Dit filter zorgt voor een goede verdeling van de waterdrukken en het gewicht van de caissons. Bovendien wordt voorkomen dat zand uit de ondergrond via het filter uitspoelt. Op het filter worden ter plaatse van de hoekpunten van de caissons betonnen platen gelegd. Op deze platen kunnen met behulp van vijzels de caissons zeer nauwkeurig geplaatst worden. De ruimte onder de caissons moet daarna worden volgegrout. Met deze techniek is in de afzinktunnelbouw al de nodige ervaring opgedaan.

Aangezien de totale massa van de caissons een lagere belasting oplevert voor de ondergrond dan het grondmassief dat op dit moment op de projectlocatie ligt (zie paragraaf 7.4), worden er geen problemen verwacht ten aanzien van zettingen.

### 7.3 Drukleidingen

#### 7.3.1 inleiding

De drukleidingen dienen uitsluitend voor het transport van water tussen de in-/uittlaatwerken en de turbinebehuizingen. Dit moet met zo min mogelijk energieverlies gebeuren. De leidingen moeten daarom niet al te lang worden en bij voorkeur een grote doorsnede en een gladde wand hebben. De doorsnede van de drukleiding mag ook weer niet te groot worden, in verband met de bouwkosten.

In paragraaf 7.3.2 wordt uiteengezet hoe groot de drukleidingcaissons zullen worden en welke onderdelen er in worden opgenomen. De fundering van de drukleidingcaissons wordt behandeld in paragraaf 7.3.3. Opgemerkt wordt nog dat de drukleidingen moeten worden voorzien van een goede bescherming tegen corrosie. Dit onderdeel valt onder de hulpwerken en wordt daarom behandeld in hoofdstuk 8.

---

### 7.3.2 indeling drukleidingcaissons

De behuizingen voor de drukleidingen worden, net als de turbinebehuizingen, afgezonken, vandaar dat er ook nu met caissons wordt gewerkt. De drukleidingen (8 stuks) zullen een diameter van ongeveer 12 meter krijgen, vlak voor de overgang naar de turbinecaissons wordt de doorsnede versmald naar 8 meter. Deze maten komen ongeveer overeen met die in de plannen voor een PAC bij de Brouwersdam [5, 6]. Gezien de te realiseren lengte (zie tekening PAC-02/PAC-02B in bijlage 2) wordt elke drukleiding gesplitst in vier stukken van 110 meter lengte. Dit brengt het aantal te bouwen drukleidingcaissons op 32.

In de behuizingen voor de drukleidingen worden behalve de drukleidingen ook ondergebracht: de 380 kV-leidingen, de leidingen voor het besturen van de PAC, en onderhoudsgangen. Door de 380 kV-leidingen wordt de opgewekte elektriciteit naar de in-/uitlaatwerken getransporteerd, van waar een verbinding naar het vasteland moet worden gemaakt. Deze leidingen dienen ook voor de aanvoer van de voor de pompfase benodigde energie. Om voldoende ruimte binnen de caissons te creëren voor de hierboven beschreven zaken én de benodigde ballastcompartimenten wordt uitgegaan van een dwarsdoorsnede van 20x20 m<sup>2</sup>.

### 7.3.3 fundering

De drukleidingcaissons zullen op staal worden gefundeerd. De caissons komen te staan op een helling van ongeveer 10° (talud 1:5,7, zie ook tekening PAC-02B, bijlage 2). Op deze helling wordt eerst een granulaair filter aangebracht. Hierop worden de caissons geplaatst. Deze wijze van fundering is gekozen om de optredende waterdrukken onder de caissons goed te spreiden en om te voorkomen dat zand uit de bodem wordt weggespoeld. Een mogelijk probleem van dit filter is dat het als een rollenbaan kan gaan fungeren: een caisson kan over rollende stenen de helling afglijden. Dit moet worden voorkomen. De meest voor de hand liggende oplossing is de toepassing van materialen met een hoge haakweerstand, zoals gebroken grind, of betonpuingranulaat. Een andere optie zou zijn om de drukleidingcaissons te laten leunen op de turbinebehuizingen. Voor deze optie is niet gekozen, omdat dit het probleem alleen maar verlegt, en mogelijk zelfs verergert: de turbinebehuizingen zelf worden horizontaal extra belast en kennen hetzelfde probleem. Bovendien zouden de drukleidingcaissons onmiddellijk gaan schuiven als de turbinebehuizingen in beweging komen. Dit kan zeer veel schade veroorzaken. Daarom is in de berekeningen ook uitgegaan van op zichzelf staande drukleidingcaissons (zie paragraaf 7.5).

## 7.4 In-/uitlaatwerken

### 7.4.1 inleiding

De in-/uitlaatwerken laten water vanuit de zee door naar de drukleidingen en vice versa. Bovendien worden in dit kunstwerk onderkomens voor het personeel ondergebracht en wordt vanuit dit kunstwerk de PAC bestuurd. Tenslotte wordt vanaf dit kunstwerk de 380 kV-verbinding met het vasteland tot stand gebracht.



---

De in-/uitlaatwerken zijn nader uitgewerkt op de tekeningen PAC-11 t/m PAC-15 in bijlage 12 en in de volgende subparagrafen. In paragraaf 7.4.2 wordt kort ingegaan op enkele ontwerpkeuzes. In paragraaf 7.4.3 wordt beschreven hoe de in-/uitlaatwerken er uit zullen gaan zien. In paragraaf 7.4.4 wordt de fundering van deze kunstwerken behandeld.

#### 7.4.2 ontwerpkeuzes

De keuze voor waterkerende in-/uitlaatwerken is gemaakt omdat dit volgens [1, 13] een economischer oplossing levert dan in-/uitlaatwerken buiten de dijk, in combinatie met leidingen door de dijk (de hoogteverschillen zijn te groot om een hevel over de dijk toe te passen zonder extra pompvermogen te installeren). De bundeling van de in-/uitlaten in één kunstwerk is economisch te prefereren boven in-/uitlaten op verschillende plekken (dit zou voor het stromingenbeeld rond de PAC wellicht gunstiger zijn). Daarom is, net als bij de turbinebehuizingen, ook voor de in-/uitlaatwerken gekozen voor één kunstwerk.

De keuze om de PAC vanuit de in-/uitlaatwerken te bedienen vloeit voort uit veiligheidsoverwegingen: het is het veiligst om de PAC te besturen vanuit een ruimte boven de waterspiegel. Ook in geval van nood is deze ruimte goed bereikbaar. Bij een ruimte die diep onder water ligt is dat nog maar de vraag.

De keuze om de 380 kV-verbinding via de in-/uitlaatwerken te laten lopen is ook uit veiligheidsoverwegingen gemaakt: de elektriciteit die wordt opgewekt, wordt om energieverliezen te beperken zo snel mogelijk, dus al in de turbinebehuizing, getransformeerd naar 380 kV (het vermogen, 1500 MW, kan in oneindig veel voltage x ampèrage combinaties worden getransporteerd. Met het oog op energieverliezen is het het gunstigst om te kiezen voor een hoog voltage, in combinatie met een laag ampèrage). Leidingen die geschikt zijn voor het transport van hoge vermogens zijn kostbaar en moeten dus goed worden beschermd tegen invloeden van buitenaf. Dit kan het best gebeuren in een kunstwerk. Het ligt dan voor de hand om deze leidingen te combineren met de drukleidingen. Deze eindigen bij de in-/uitlaatwerken, dus een verbinding vanaf de in-/uitlaatwerken met het vasteland ligt voor de hand. Deze verbinding kan met een leidingstraat in de zeebodem of met hoogspanningskabels door de lucht worden gerealiseerd. De eerste mogelijkheid lijkt de beste, in verband met hinder voor de scheepvaart. Wel moet worden gezorgd dat de leidingen voldoende diep in de bodem worden gelegd, om beschadiging door ankers te voorkomen.

#### 7.4.3 lay-out in-/uitlaatwerken

De in-/uitlaatwerken kunnen in den droge worden gebouwd (zie hoofdstuk 9), ze bestaan uit twee delen met elk vier in-/uitlaten. Elk deel meet  $90 \times 55 \times 40 \text{ m}^3$  (LxBxH). De overgang van de in-/uitlaatwerken naar de dijk wordt tot stand gebracht met landhoofdcaissons (zie ook tekening PAC-11, in bijlage 12). Zoals is te zien op de tekeningen PAC-12 t/m PAC-15 worden de in-/uitlaten gevormd door rechthoekige openingen aan de zeezijde van  $22 \times 16 \text{ m}^2$ , die verlopen naar een cirkeldoorsnede met een diameter van 12 meter (de doorsnede van de drukleidingen). De hoogte van de openingen wordt vooral bepaald door de eis dat de bovenkant van de openingen minimaal 1,5 meter beneden LLW moet liggen om het inzuigen van drijvend vuil te voorkomen. Op deze wijze kan een krooshek of een soortgelijke installatie achterwege blijven, mits het risico op schade door zwevend vuil wordt geaccepteerd. De aanwezigheid van zwevend vuil is zeker niet denkbeeldig. Bij zwevend vuil moet in sit verband worden gedacht aan gedumpte koelkasten, boomstammen en dergelijke. Als dergelijke voorwerpen in de turbines terecht komen, kunnen ze grote schade veroorzaken.

---

De bovenbouw van de in-/uitlaatwerken bestaat uit twee delen. Het ene deel omvat installaties om de afsluitmiddelen te kunnen bedienen en sleuven om ze op en neer te kunnen bewegen. In dit deel zijn ook trappenhuizen opgenomen, welke toegang geven tot de in-/uitlaten zelf, zodat er onderhoud gepleegd kan worden. Het tweede deel omvat alle ruimten ten behoeve van bediening, opslag en personele voorzieningen.

Verder valt de grote beschikbare hoeveelheid ruimte voor ballast op. Zoals in paragraaf 7.5 wordt aangetoond, is deze ruimte niet nodig (mits er in den droge wordt gebouwd; als er afzinkoperaties en drijvend transport nodig zijn, is er waarschijnlijk wel ballast nodig om de veiligheid en de stabiliteit te waarborgen). Overwogen kan worden om (een deel van) deze ruimte te gebruiken als opslag- of bedieningsruimte. De personeelsverblijven kunnen niet worden verplaatst naar deze ruimten, omdat ze óf onder de waterspiegel liggen (niet wenselijk in geval van nood), óf er kan geen daglicht binnentreden omdat ze in het binnenste van de kunstwerken liggen, óf beide. Het is aan te bevelen om dit ontwerp te optimaliseren, zodanig dat er minder ruimte-overschotten worden gecreëerd en er minder overgewicht (zie paragraaf 7.5) ontstaat.

De gekozen wand- en vloerdiktes zijn naar verwachting ruim voldoende om de optredende belastingen te kunnen dragen en kunnen in een optimalisatie wellicht nog worden gereduceerd.

#### 7.4.4 fundering

De in-/uitlaatwerken worden gefundeerd op een granulaire filter. Dit zorgt voor een goede verdeling van waterdrukken en voorkomt de uitspoeling van zand uit de bodem. Omdat de dijk ter plaatse van de landhoofdcaissons en de in-/uitlaatwerken een veel kleinere doorsnede heeft dan normaal, zal er hier veel meer kwel ontstaan dan bij de rest van de dijk. Dit is zeer ongewenst. Om de kwel onder en langs de landhoofdcaissons en de in-/uitlaatwerken te beperken tot een met de kwel door een gewone dijkdoorsnede vergelijkbaar niveau, wordt in het in-/uitlaatkanaal een folie met steenballast aangebracht. Deze folie wordt aangesloten op de in-/uitlaatwerken en de landhoofdcaissons en ligt ook op de taluds van het kanaal. De afdichting moet over een gebied worden aangebracht, dat tenminste even ver reikt als de afdichting van het buitentalud.

De vloerdruk die door de in-/uitlaatwerken wordt gegenereerd is vrij hoog, en hoger dan de gronddruk die op het aanlegniveau heerst. Dit kan leiden tot zettingsproblemen. Deze worden echter beperkt doordat het bouwdok wordt gesitueerd op de locatie van de in-/uitlaatwerken (zie hoofdstuk 9). Dit betekent dat er gedurende enkele jaren een voorbelasting aanwezig is op deze locatie. Bovendien wordt de locatie verschillende keren drooggezet. Dit zal de waarschijnlijk erg losse pakking van het zand in de toplaag wat verdichten, waardoor de bodem minder zettingsgevoelig wordt.

---

## 7.5 Stabiliteitsproblemen

### 7.5.1 inleiding

Tijdens het ontwerpen zijn er verschillende problemen gesignaleerd, met name ten aanzien van de stabiliteit van de kunstwerken. Een aantal van deze problemen is doorgerekend, deze problemen worden in het navolgende behandeld. Achtereenvolgens zijn dit:

- De horizontale stabiliteit van de turbinecaissons in de bedrijfsfase (7.5.2);
- De stabiliteit van een drukleidingcaisson op een talud (7.5.3);
- De horizontale stabiliteit van de in-/uitlaatwerken in de bedrijfsfase (7.5.4).

### 7.5.2 horizontale stabiliteit turbinebehuizingen

De turbinebehuizingen worden zwaar belast. In de bouwfase en in noodgevallen zelfs tot drukken van meer dan 100 mwk! Voor horizontale stabiliteit is echter een heel andere situatie maatgevend: de schuiven in de in-/uitlaatwerken zijn geopend, en de leidschoepen van de turbines zijn gesloten. Dit leidt tot zeer hoge waterdrukken in de drukleidingen en op de turbinebehuizingen. In combinatie met de gronddrukken uit de ringdijk, waarbij ook over een aanzienlijke lengte bovenbelasting in rekening moet worden gebracht (drukleidingcaissons op het talud) en de gronddrukken aan de bekkenzijde geeft dit het maatgevende belastingsgeval (de maatgevende horizontale belasting komt uit op  $1293,7 \times 10^3$  kN). De waterdrukken in het bekken werken op zowel de bekken- als de dijkzijde van de turbinebehuizingen en vallen daarom tegen elkaar weg (dit klopt niet helemaal: daar waar de leidingcaissons aansluiten op de turbinebehuizingen, mag aan de bekkenzijde een waterbelasting in rekening worden gebracht. Omdat dit een gunstige invloed heeft op de resultaten wordt dat niet gedaan). Met belastings- en veiligheidsfactoren volgens de NEN-normen [41, 42], zijn de hieronder opgesomde resultaten gevonden (de berekeningen zijn opgenomen in bijlage 14):

Op de overgang naar het granulaire filter:	vereiste vloerdruk: 754,0 kN/m <sup>2</sup>
Op de overgang tussen filter en zand:	vereiste vloerdruk: 777,8 kN/m <sup>2</sup>

De conclusie die uit deze resultaten kan worden getrokken is dat de vereiste vloerdrukken hoog zijn, maar aanmerkelijk minder hoog dan de gronddrukken die mogen worden verwacht: gebaseerd op 110 mwk en 95 m grond, zou er op het aanlegniveau van de turbinebehuizingen nu een gronddruk heersen van meer dan 2000 kN/m<sup>2</sup> (zie bijlage 14). Dit betekent dat er geen zettingsproblemen hoeven te worden verwacht, omdat de bodem zich tot een belasting van 2000 kN/m<sup>2</sup> zeer stijf zal gedragen.

---

### 7.5.3 drukleidingcaisson op talud

Op het talud van de ringdijk, tussen de in-/uitlaatwerken en de turbinebehuizingen zijn 32 drukleidingcaissons geprojecteerd, welke samen acht drukleidingen accommoderen. Door deze drukleidingen wordt proceswater tussen de zee en het bekken getransporteerd (voor overzichtstekeningen van de PAC wordt verwezen naar bijlage 2).

Om een indruk te krijgen van de stabiliteit van deze caissons op de hellingen van het bekken zijn enkele berekeningen gemaakt. Deze berekeningen zijn opgenomen in bijlage 15. Hier wordt volstaan met een korte behandeling van de resultaten.

Er is onderscheid gemaakt tussen lege caissons en caissons met gevulde leidingen, en de situatie boven water en de situatie onder water. Er blijkt dan dat met gangbare waarden voor de verschillende hoeken van inwendige wrijving ( $30^\circ$  voor zand,  $35^\circ$  voor grind), partiële factoren volgens NEN6740 [42] en een realistische schatting van de massa van de drukleidingcaissons ruim voldoende veiligheid wordt gecreëerd. De verhouding tussen de maximaal op te wekken schuifspanning en de voor evenwicht vereiste schuifspanning bedraagt 2,5 tot 3. Dit betekent echter niet dat de caissons veel te zwaar zijn ontworpen (de geschetste verhouding moet minimaal 1,0 zijn). Zoals in bijlage 15 wordt uitgelegd, zijn de gevonden veiligheidsfactoren inherent aan de gebruikte methode. De veiligheidsfactoren dalen echter, wanneer er extra uitwendige belastingen op de caissons worden gezet. Dit kan het geval zijn als door zettingen caissons op elkaar gaan leunen.

### 7.5.4 horizontale stabiliteit in-/uitlaatwerken

Als de schuiven in de in-/uitlaatwerken gesloten zijn, moeten deze kunstwerken in staat zijn alle voorkomende belastingen af te dragen op de ondergrond. Ook voor dit belastingsgeval zijn berekeningen gemaakt met de wrijvingswet van Coulomb als uitgangspunt. Deze berekeningen zijn opgenomen in bijlage 16. In deze paragraaf worden de resultaten kort toegelicht.

Voor het maatgevende niveau (LLW-28,00 m) volgt een maatgevende belasting van  $4100,7 \text{ kN/m}^1$ . Dit leidt tot de eis dat een vloerdruk van minstens  $419,4 \text{ kN/m}^2$  vereist is (onderkant kunstwerk) om evenwicht te bereiken. Getuige de berekening in bijlage 17 wordt deze eis ruimschoots gehaald. Daarom wordt aanbevolen om dit kunstwerk lichter te ontwerpen.

---

## 7.6 Afsluitmiddelen

Om de PAC te kunnen beheren, is het nodig verschillende afsluitmiddelen in het systeem op te nemen [7, 31]. De primaire afsluitorganen zijn de leidschoepen, waarmee de toestroom van water door de turbines kan worden geregeld. Deze schoepen zijn echter niet voldoende voor een goed beheer. Om een goed beheer mogelijk te maken is het noodzakelijk voorzieningen op te nemen die het volgende mogelijk maken:

- 1). In geval van falen van de leidschoepen (niet sluiten) moet de watertoevoer kunnen worden gestopt;
- 2). De straalbuizen in de turbinebehuizingen moeten kunnen worden drooggezet teneinde onderhoud in de straalbuizen mogelijk te maken;
- 3). De innamepunten aan de zeezijde moeten kunnen worden afgesloten om onderhoud in de in-/uitlaatwerken en in de drukleidingen mogelijk te maken.

Deze drie punten worden in de volgende drie subparagrafen behandeld.

### 7.6.1 falen leidschoepen

Het is denkbaar dat de leidschoepen, waarmee de watertoevoer vanuit het slakkenhuis naar de turbine wordt geregeld, niet meer sluiten. Om dan toch de watertoevoer te kunnen stoppen is een afsluitorgaan bovenstrooms nodig. Het ligt voor de hand dit afsluitorgaan in de in-/uitlaatwerken in de dijk op te nemen, omdat deze functie dan kan worden gecombineerd met het onder punt 3 genoemde. Om als noodafsluiting te kunnen dienen moet dit afsluitmiddel snel kunnen worden gesloten, en wel binnen enkele minuten. De keuze voor het afsluitmiddel wordt in paragraaf 7.6.3 behandeld.

### 7.6.2 onderhoud straalbuizen

Voor het onderhoud van de straalbuizen is het noodzakelijk dat de straalbuizen droog kunnen worden gezet. Om aan deze eis te voldoen moet zo ver mogelijk benedenstrooms een afsluitmogelijkheid worden gerealiseerd. Deze afsluitmiddelen hoeven maar zeer incidenteel en niet onder verval te worden gesloten, omdat er maar weinig onderhoud nodig is en de leidschoepen de bovenstroomse druk bijna volledig opvangen (er zal altijd een beetje lek optreden). Wel moeten deze afsluitmiddelen een grote hydrostatische druk weerstaan, omdat de straalbuizen droog moeten kunnen worden gezet, terwijl er in het bekken drukken tot meer dan 100 mwk (in de bouwfase en in noodgevallen) kunnen optreden. Gezien de grootte en de aard van de afmetingen en de belastingen lijkt het het beste om hier grote schotten toe te passen, met een bijbehorende hefinstallatie. Deze schotten kunnen in de open lucht worden opgeslagen (m.a.w. in de sponningen blijven hangen boven de straalbuisopeningen), mits er een afdoende bescherming tegen corrosie wordt aangebracht.

---

### 7.6.3 onderhoud in-/uitlaatwerken en drukleidingen

Om onderhoud in de in-/uitlaatwerken en in de drukleidingen mogelijk te maken moet er zo ver mogelijk bovenstrooms een afsluitmiddel worden aangelegd. Omdat het afsluitmiddel nogal te lijden kan hebben van de omstandigheden (zware golfaanval, ijs, zwevend vuil, sluiten onder groot verval), is het wenselijk bovenstrooms van dit afsluitmiddel nog een extra voorziening op te nemen in de vorm van een schotbalkafsluiting. Als de schotbalken aangebracht zijn, kan de ruimte tussen de schotbalken en het bedoelde afsluitmiddel worden drooggezet, zodat er onderhoud en/of reparatie kan plaatsvinden.

Verder zal het afsluitmiddel ook worden gebruikt als de turbine achter dit afsluitmiddel langere tijd niet gebruikt wordt. Dit omdat dan de druk op de (gesloten) leidschoepen aanmerkelijk wordt verlaagd, waardoor de lek bij de leidschoepen minder wordt, evenals de slijtage die deze lek met zich meebrengt.

Dit afsluitmiddel zal dus vaak worden gebruikt en zwaar worden belast. Gezien de afmetingen (elk afsluitmiddel moet een leiding van  $12 \times 12 \text{ m}^2$  kunnen afsluiten) komen alleen rol- of wielschuiven in aanmerking. Gekozen wordt voor wielschuiven, omdat deze beter zijn bestand tegen vervuiling dan rolschuiven (minder onderhoud nodig) en omdat ze minder hoge eisen stellen aan de uitvoeringsnauwkeurigheid (om een rolschuif optimaal te benutten moeten de drukken zeer gelijkmatig worden verdeeld over de rollen, en dat kan alleen bij een zeer nauwkeurig uitgevoerde sponning). Deze schuiven zullen zodanig moeten worden uitgevoerd dat ze de optredende drukken redelijk gelijkmatig verdelen over de sponningen. Elk wiel kan echter maar een beperkte druk opnemen. Dit houdt in dat er, gezien de hoge drukken, per schuif veel wielen moeten worden toegepast. Eventueel kan worden gekozen voor een schuif, samengesteld uit horizontale delen, welke afzonderlijke wielstellen hebben. Dit leidt tot een eenvoudiger krachtswerking en een eenvoudigere constructie. De aansluiting van de verschillende delen op elkaar kan echter problemen geven.

---

## 8. BIJKOMENDE WERKEN

### 8.1 Inleiding

In dit afstudeerproject worden onder de bijkomende werken verstaan:

- alle bodem- en taludbeschermingen en -afdichtingen;
- de werkhaven met de bijbehorende faciliteiten;
- de toegangseu en de sluiting ervan aan het eind van de bouwfase;
- het inlaat/uitlaatkanaal;
- een betoncentrale;
- het bouwdok waarin de verschillende caissons worden gebouwd;
- een corrosiewerend systeem voor de drukleidingen;
- het monitoringsysteem om het gedrag van de dijk te kunnen volgen;
- veiligheidsvoorzieningen;
- alle personele voorzieningen (drinkwater, afvalwaterzuivering, ketenpark, etcetera);
- de 380 kV-leiding naar het vasteland.

Al deze onderwerpen zijn belangrijk voor een economische en veilige bouw en exploitatie van een PAC met laag reservoirpeil. Aangezien ze naar verwachting geen struikelblokken vormen voor de haalbaarheid van de PAC met laag reservoirpeil, is er geen uitgebreid onderzoek gedaan naar deze onderwerpen. Toch verdienen ze wel de nodige aandacht, omdat ze in grote mate bijdragen aan de economie en de veiligheid van het project. Vandaar dat er in dit hoofdstuk enige aandacht wordt besteed aan deze onderwerpen.

Achtereenvolgens komen aan de orde: scheepvaartvoorzieningen (paragraaf 8.2), filter- en afdichtingslagen (8.3), het bouwdok (8.4), inlaat-/uitlaateu (8.5), de betoncentrale (8.6), corrosiewering in drukleidingen (8.7), personele voorzieningen (8.8), voorzieningen met betrekking tot de veiligheid van mens en machine (8.9) en de 380 kV-leiding (8.10).

### 8.2 Scheepvaartvoorzieningen

#### 8.2.1 inleiding

De relatie tussen de PAC met laag reservoirpeil en de scheepvaart is duidelijk aanwezig: voor de bouw van de PAC is de scheepvaart van groot belang. Tijdens de bouwfase en na de ingebruikname van de PAC mag de scheepvaart geen bedreiging vormen voor de PAC en mag de PAC de scheepvaart niet in gevaar brengen.

Na de ingebruikname van de PAC komt de relatie tussen de PAC en de scheepvaart op het volgende neer: er moet worden voorkomen dat de scheepvaart de PAC (en eventuele activiteiten op de dijk) ernstig beschadigt, bovendien mag de PAC de scheepvaart geen schade berokkenen. Dit is vrij eenvoudig: in geval van calamiteiten worden schepen opgevangen in de zone met talud 1:100 in het buitentalud van de dijk (zie hoofdstuk 4). Uiteraard wordt hierbij alleen gedacht aan schepen met technische storingen van ernstige aard. De PAC wordt in normale situaties afdoende beveiligd met een of meerdere rijen boeien, waaraan de

---

scheepvaart kan zien dat de PAC genaderd wordt. De stroomsnelheden als gevolg van de bedrijfsvoering van de PAC moeten in zones waar scheepvaart voorkomt al zover zijn gedaald dat de scheepvaart hiervan geen hinder meer ondervindt. Dit moet worden gedaan door te sterke stroming (indien aanwezig) snel te spreiden over een groter gebied.

Tijdens de bouwfase moet er meer aandacht aan de voor de scheepvaart benodigde voorzieningen worden besteed. Er moet namelijk een haven worden gebouwd waar schepen kunnen worden gelost en schepen moeten het bekken in en uit kunnen varen tijdens de bouw (zie ook paragraaf 9.3.3). De benodigde toegangsheul wordt kort behandeld in paragraaf 8.2.2, over de haven worden in paragraaf 8.2.3 enkele opmerkingen gemaakt.

## 8.2.2 toegangsheul

Zoals in paragraaf 9.3.3 wordt beargumenteerd, is een open heul tussen de zee en het bekken in de bouwphase de beste methode om schepen in en uit het bekken te krijgen. Deze heul moet, wanneer er geen schepen meer het bekken in of uit hoeven, worden afgesloten. Het dijkprofiel kan dan ook in de heul worden aangelegd. Om de heul te sluiten zijn er verschillende mogelijkheden. Een zandsluiting, of als de stromingen te sterk worden een steensluiting, ligt het meest voor de hand. De sluiting is niet onderzocht.

Zolang de heul open is, moet deze aan verschillende eisen voldoen. Zo moeten de schepen voldoende worden beschermd tegen golfaanval en mag de stroomsnelheid in de heul niet te hoog worden (ook in verband met erosie van de bodem!). Bescherming tegen golfaanval kan tot stand worden gebracht met golfbrekers en een gunstige positionering van de heul. Hierom wordt de heul op het zuidoosten aangelegd (zie de tekeningen in bijlage 20). De stroomsnelheid in de heul wordt vooral bepaald door de getijbeweging en de kombergingsoppervlakte van het bekken. Deze twee bepalen samen de hoeveelheid water die per getijcyclus door de heul stroomt en dus de stroomsnelheid in de heul. De kombergingsoppervlakte is ongeveer (oppervlakte bekken op MSL = LLW + 0,75 m):

$$A_{\text{kom}} = \pi(2340 - (7,00 - 0,75) \cdot 5)^2 = 1675 \text{ ha}$$

De term tussen haakjes stelt de straal van het bekken op MSL voor (het binnentalud is daar 1:5, de waterlijn bij MSL ligt 6,25 meter beneden de kruin van de dijk). Met een getijverschil van ongeveer 2 meter betekent dit dat er per ongeveer 6 uur een hoeveelheid water door de heul stroomt ter grootte van:

$$Q_{\text{6uur}} = 2 \cdot 1675 \cdot 10^4 = 33,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Dit betekent een debiet van ruim 1550 m<sup>3</sup>/s. Als wordt gesteld dat de optredende stroomsnelheid niet meer dan gemiddeld 0,5 m/s mag bedragen leidt dit tot een vereiste doorsnede van de heul van 3100 m<sup>2</sup>. Bij een zeediepte van bijna 20 meter betekent dit dat de heul 155 meter breed moet worden.



---

### 8.2.3 haven

Ten behoeve van de bouw- en onderhoudswerkzaamheden en het transport van mensen is een haven nodig, die toegankelijk moet zijn voor alle te verwachten schepen. Het ontwerp van de haven wordt in dit afstudeerproject verder niet behandeld, maar het spreekt voor zich dat deze haven moet worden voorzien van opslagmogelijkheden voor bouwmaterialen, aan- en afvoerwegen en installaties om de schepen een veilige meerplaats te kunnen bieden waar vlot ladingen kunnen worden gelost.

De werkhaven kan opgenomen worden in het dijkprofiel, maar er ook buiten worden gebouwd en zo een soort schiereiland vormen met de PAC. Dit laatste is waarschijnlijk beter, omdat een haven in de dijk extra kwel in het bekken zal opleveren (als de haven tenminste in de eindsituatie wordt gehandhaafd). De haven moet voldoen aan de gangbare eisen met betrekking tot bijvoorbeeld de afmetingen van ligplaatsen en manoeuvreerruimte. De opslagterreinen moeten groot genoeg zijn en goed toegankelijk. Deze terreinen, die grotendeels kunnen worden opgeruimd na de bouw, kunnen op de kruin van de dijk worden gesitueerd, daar komt immers ruimte genoeg.

De werkhaven kan na afloop van de bouwwerkzaamheden worden verwijderd, maar het is wenselijk een haven aan te houden, omdat ook in de bedrijfsfase regelmatig schepen de PAC zullen aandoen (personeel, materiaal, materieel en ook bezoekers). Daarnaast kunnen de eventueel aan het eiland toe te kennen functies op kleine schaal commerciële scheepvaart noodzakelijk maken (mosselkwekerijen op ondiepten op het buitentalud van de dijk bijvoorbeeld).

Het ontwerp van de haven is een project op zich, dat in dit afstudeerproject verder niet wordt uitgewerkt.

## 8.3 Filter- en afdichtingslagen

### 8.3.1 inleiding

Om een economisch en veilig bedrijf van de PAC met laag reservoirpeil mogelijk te maken, zijn er op diverse locaties filter- of afdichtingslagen nodig. Zonder deze lagen kunnen kunstwerken niet goed worden gefundeerd, zal er te veel kwel optreden en kan op diverse locaties instabiliteit van de bodem optreden. De locaties waar bodem- of taludbescherming moet worden aangebracht zijn:

- 1). de spuikom in het bekken;
- 2). het hele binnentalud van het bekken;
- 3). de buitenste zone van de bekkenbodem (ongeveer een zone van 200 meter);
- 4). in de bouwfase het buitentalud van kruinniveau tot de zeebodem;
- 5). bij toepassing van een afdichting in de zone met talud 1:100 moet deze afdichting worden beschermd;
- 6). de bodem en de taluds van het inlaatkanaal, zeker als de bodem moet worden afgedicht ter beperking van de kwel.

In de volgende 6 subparagrafen komen deze locaties aan de orde. Daarna worden in 8.3.8 nog enkele opmerkingen over de mogelijke sedimentatie van slib in het bekken gemaakt.

---

### 8.3.2 spuikom

Het bekken staat lokaal bloot aan hoge stroomsnelheden en hoge turbulenties. Om te voorkomen dat er veel materiaal erodeert is een grote spuikom geprojecteerd (zie tekening PAC-01 in bijlage 2). Deze kom mag, vooral dicht bij de taluds van het bekken, niet verder eroderen. Om dit te kunnen garanderen moeten de bodem en de taluds van de spuikom worden beschermd. De beste manier om dit te doen is door het aanbrengen van een granulaire filter. Een waterdichte afdichting is niet gewenst, omdat er dan waterdrukken onder deze afdichting zullen ontstaan, als gevolg van de kwelgebieden. Dit water kan bij toepassing van een granulaire filter normaal afstromen en vormt geen bedreiging voor de stabiliteit van het filter, mits er bij het ontwerp van het filter rekening wordt gehouden met de aanwezigheid van deze kwelstromen. Als wordt verwacht dat de belastingen lokaal dermate groot worden dat er grote stenen nodig zijn om de stabiliteit te waarborgen, wordt het nodig om meerdere filterlagen toe te passen. Grote stenen kunnen niet zomaar als filterlaag op zand worden gestort, hiervoor is een tussenlaag nodig, zie bijvoorbeeld [34]. Ook kan worden gekozen voor matten van betonblokken, die op de fijne steenlaag worden gelegd. De blokkenmat moet dan dicht zijn voor de fijne stenen. Het is niet nodig om de blokken zo zwaar te maken dat ze afzonderlijk stabiel zijn, omdat het gewicht van een groter deel van de mat wordt gemobiliseerd om de lokale hoge belasting op te vangen. Deze oplossing is niet geschikt als de belasting over een hele zone tegelijkertijd een hoge piek vertoont, omdat dan de hele mat wegspoelt.

### 8.3.3 binnentalud bekken

Het hele binnentalud van het bekken, dus van de kruin tot de bekkenbodem, moet worden verdedigd tegen uittredend water. Vanaf de kruin tot circa 10 meter boven de overgang van het talud 1:5 naar het talud 1:10 gebeurt dit als het goed is maar één keer, namelijk als de waterstand in het bekken wordt verlaagd, net voordat de PAC in gebruik wordt genomen. Deze waterstandsverlaging zal vrij langzaam gaan, zodat de drukgradiënt over de taludbescherming vrij beperkt zal blijven en met een redelijk licht filter kan worden volstaan. Na verloop van tijd zal zich in deze zone plantenleven ontwikkelen, hetgeen de stabiliteit van het talud ten goede komt, omdat de plantenwortels de toplaag als het ware gaan wapenen (vergelijk helmgras in duinen, of bomen en planten op berghellingen). Ook hier kan een granulaire filter worden toegepast. Dit is als er met stortstenen spuitkades wordt gewerkt, zelfs de meest aangewezen oplossing, omdat dan alleen de stortsteen die ook al voor de kades werd gebruikt hoeft te worden afgewerkt. Om steen te besparen kan ook worden gekozen voor een geotextiel met daarop een laag stenen. Deze laag stenen moet op zich even dik zijn als wanneer geen geotextiel wordt toegepast, maar nu hoeven er minder strikte eisen te worden gesteld aan de sortering van de stenen, zodat er kosten bespaard kunnen worden. Of dit voordeliger is hangt natuurlijk wel af van de kosten van het geotextiel en de kosten van de aanleg.

Het binnentalud met helling 1:10 staat dagelijks bloot aan snelle peilwisselingen (meerdere meters in enkele uren tijd). Uit de berekeningen (zie hoofdstuk 6) is gebleken dat dit geen problemen oplevert voor de stabiliteit van het talud. Toch is het wel noodzakelijk een filter aan te leggen. De filterlaag (eventueel filterlagen) moet enerzijds voorkomen dat zand kan uitspoelen (dus behoorlijk dicht zijn) en anderzijds het uit het talud stromende water (er kan een kweloppervlak optreden) zo goed mogelijk doorlaten (dus behoorlijk open zijn). Waterdrukken onder het filter zijn zeer ongewenst vanwege het gevaar van opbarsten van de filterlaag, met alle gevolgen van dien. Een granulaire filter lijkt het beste alternatief.

---

Bovendien moet het binnentalud worden beschermd tegen golfaanval. Weliswaar ligt het bekken in de luwte van de dijk, maar de strijklengte van de wind is toch vrij groot (enkele kilometers), dus kunnen er windgolven ontstaan. Bovendien ontstaat er enige golfslag in de turbinefase van de PAC. De te verwachten golven zijn laag, maar er moet wel rekening mee worden gehouden bij het ontwerp van de taludbescherming om schade te voorkomen.

#### 8.3.4 bekkenbodem

De buitenste zone van de bekkenbodem (een ring van circa 200 meter) moet ook worden beschermd, omdat de berekeningen (zie hoofdstuk 5) laten zien dat er in deze zone nog duidelijke kweldebieten moeten worden verwacht. Om hier het opwervelen van zand tegen te gaan (gevaar voor piping en (lokale) instabiliteit van het talud door fluidisatie in de bodem) en om een vloeiende overgang met de bescherming van het talud te creëren wordt ook voor deze zone een granulaire filter aanbevolen. Verder naar het hart van het bekken zijn de kweldebieten tot verwaarloosbare waarden gedaald. Bodembescherming is dan niet meer nodig.

#### 8.3.5 buitentalud dijk, bouwfase

In de bouwfase staat het buitentalud van de dijk van het kruinniveau tot de zeebodem gedurende een periode geheel onder een helling van 1:10. Er zijn dan hoge golfbelastingen en stroomsnelheden van rond de 0,8 m/s mogelijk. Voor de toepassing van grote betonnen kubussen als beschermingsconstructie is berekend (met de formule van Van der Meer) hoe groot deze blokken moeten worden. Als wordt uitgegaan van een significante golfhoogte  $H_s = 5,5$  meter (ontwerpgolfhoogte voor de bedrijfsfase, zie hoofdstuk 4), blijkt een ribbe van 2,3 meter voldoende. Echter, in de bouwfase kan schade ontstaan, omdat er dan zwaardere omstandigheden mogelijk zijn. Op dit deel van de Noordzee komen golven van ongeveer 7 meter hoogte voor. Om een dergelijke golf te kunnen weerstaan is een laag blokken met een ribbe van 2,9 meter nodig (ongeveer 61 ton per blok). Deze blokken zijn voor de eindsituatie dus overgedimensioneerd, maar voorkomen schade in de bouwfase.

Een andere mogelijkheid is toepassing van enkele lagen asfalt. Dit is boven de waterlijn vrij eenvoudig, maar onder water kan dit problemen geven. Onder water kan toepassing van colloïdaal beton overwogen worden. Dit levert echter een stijvere constructie op en kan problemen geven bij zettingsverschillen. Asfaltlagen hebben dit probleem in mindere mate, een loskorrelig filter kent dit probleem niet. Loskorrelige filters hebben wel het probleem dat ze doorlatend zijn voor water. Om aan de ontwerpeisen te voldoen moet er bij toepassing van bijvoorbeeld een stortstenen filter dus een extra element worden ingebracht om de afsluiting te creëren. Dit kan bijvoorbeeld een folie zijn.

---

### 8.3.6 buitentalud, zone 1:100

Bij toepassing van een afdichting in de zone met talud 1:100 moet deze afdichting worden beschermd tegen golven en scheepvaart. Uit de berekeningen blijkt dat bij een 700 meter brede kruin een afdichting in de zone met talud 1:100 een verlaging van de kweldebieten van ruim 20% wordt geboekt ten opzichte van een situatie zonder afdichting. Afdichting van deze zone is dus aan te bevelen, mits dit tegen niet al te hoge kosten kan gebeuren.

De afdichting kan bestaan uit folie of een kleilaag. In geval van een gestrand schip kan de afdichting erg beschadigd worden. Bij toepassing van folie geeft de reparatie dan problemen, in verband met de slechte bereikbaarheid. Een kleilaag kan vrij gemakkelijk worden gerepareerd door simpelweg nieuwe klei in het gat te storten, waarna de beschermende lagen worden aangevuld. Bij toepassing van een folie is het wellicht verstandig deze op de oorspronkelijke zeebodem aan te leggen en er daarna zand op te storten. Beschadiging door scheepvaart kan dan niet plaatsvinden.

Als wordt besloten de zone met talud 1:100 niet af te dichten kan ook de bescherming tegen golven en stroming achterwege blijven. Wel moet dan regelmatig worden gecontroleerd of de erosie niet te groot wordt en er zandsuppleties nodig zijn. Deze techniek van kustbeheer is in Nederland zeer gebruikelijk en kan wellicht ook hier toegepast worden. De zone kan ook worden verdedigd met stortsteen.

### 8.3.7 bescherming inlaat-/uitlaatkanaal

De bodem en de taluds van het inlaat-/uitlaatkanaal moeten, in elk geval tot aan de buitenrand van de kruin van de dijk, worden afgedicht. Deze afdichting moet de optredende belastingen kunnen weerstaan of er tegen worden beschermd. Een laag folie met een of meerdere lagen stortsteen is waarschijnlijk het beste alternatief. Als wordt besloten de zone met talud 1:100 ook af te dichten, moeten de corresponderende delen van de bodem en de taluds van het inlaatkanaal ook worden afgedicht. Dit omdat er anders een concentratie van kwel zal ontstaan, met alle nadelen van dien.

### 8.3.8 sedimentatie in bekken

Er is in de context van dit afstudeerproject geen onderzoek gedaan naar sedimentatie in het bekken. Er wordt hier dan ook volstaan met de volgende opmerking: of er maatregelen tegen sedimentatie nodig zijn is in de eerste plaats afhankelijk van de hoeveelheid meegevoerde sedimenten. Deze hoeveelheid hangt op haar beurt af van de stroomsnelheden (transportcapaciteit) en de mogelijkheid sediment op te pikken (aanbod van sediment). Als de hoeveelheden sedimenten zodanig zijn dat er problemen mogen worden verwacht, bijvoorbeeld door slijtage aan de turbines of door aanslibbing in het bekken, dan kan door stroomverlamming en een zanddicht granulair filter tussen de plek waar de stroom verlamd wordt en de inlaatwerken de hoeveelheid meegevoerd sediment geminimaliseerd worden. Als er alleen overmatige aanslibbing in het reservoir ontstaat, is het uitvoeren van periodieke baggerwerkzaamheden waarschijnlijk verreweg de goedkoopste oplossing. Voor dit doel kan een klein baggervaartuig in delen over de dijk worden gebracht.

---

## 8.4 Bouwdok

Zoals vermeld in hoofdstuk 7 wordt voor de bouw van de kunstwerken gebruik gemaakt van een bouwdok. Dit dok is geprojecteerd op de locatie van de in-/uitlaatwerken. Het dok zal een bodemoppervlakte van minimaal 184 bij 180 meter moeten krijgen (voor de indeling van het dok, zie tekening PAC-07 in bijlage 19, het dok is ook opgenomen in de serie tekeningen met het bouwproces, zie bijlage 20). Het vloerniveau wordt gedurende de bouwfase enkele malen aangepast (zie hoofdstuk 9), het varieert van LLW-27 m tot LLW-23 m. Deze aanpassing houdt namelijk in dat de waterstand in het dok gedurende de bouw ook verschillende malen wordt aangepast, hetgeen een besparing betekent in de pompkosten, ten opzichte van een maximale verlaging gedurende de hele bouwperiode. Om de waterstand in het dok voldoende te verlagen is de installatie van veel pompvermogen noodzakelijk. Mogelijk kan gebruik worden gemaakt van damwanden in de dijken rondom het dok, ter verlenging van de lekweg. Naar het bouwdok is geen onderzoek gedaan.

## 8.5 Inlaat-/uitlaatgeulen

Het proceswater passeert de dijk door een inlaat-/uitlaatkanaal. Dit kanaal is nodig omdat de in-/uitlaatwerken tegen de bekkenzijde van de kruin van de dijk liggen. Het kanaal ligt op het zuidwesten (zie tekening PAC-02). Dit is de gunstigste positie in verband met golfaanval en de mogelijkheid om proceswater snel aan en af te kunnen voeren. Om de kweldebieten onder en langs de kunstwerken, die direct aan het einde van het kanaal liggen te beperken tot een niveau dat vergelijkbaar is met dat van de kweldebieten door de normale dijkdoorsnede, is het noodzakelijk de bodem en de taluds van het kanaal af te dichten (zie paragraaf 8.3.7). De af te dichten zone moet zich minstens even ver uitstrekken als de zone die op het buitentalud wordt afgedicht.

Eventueel kan tegen het zeewaartse einde van de afdichting van de kanaalbodem een kuil worden gebaggerd. Deze kuil zal de stroom verlammen, waardoor slib kan bezinken. Dit zal de aanslibbing in het bekken beperken, waardoor in het bekken minder onderhoudsbaggerwerk nodig is.

Het benodigde proceswater moet zonder veel weerstand te ondervinden van en naar het inlaat-/uitlaatkanaal door de dijk kunnen stromen. Dit houdt in dat, indien nodig, geulen gemaakt moeten worden in de zeebodem. Het ontwerp van deze geulen is afhankelijk van de te verwachten debieten, de toelaatbare stroomsnelheden en de kosten die zijn gemoeid met aanleg en onderhoud. De eenvoudigste manier om de geulen aan te leggen is baggeren. De geulen worden niet nader uitgewerkt. Gezien de zeediepte op de projectlocatie zijn ze waarschijnlijk niet nodig.

## 8.6 Betoncentrale

In verband met de grote afstand tot het vasteland en de grote te verwerken hoeveelheden beton is de aanleg van een betoncentrale absoluut noodzakelijk voor een efficiënt bouwproces. Deze centrale moet een behoorlijk grote productiecapaciteit krijgen, omdat er, zeker in de jaren dat er in het bouwdok wordt gebouwd, grote storten voorkomen.

Na afloop van de bouwwerkzaamheden ten behoeve van de PAC kan de betoncentrale worden verwijderd, maar omdat er waarschijnlijk nog flink wat bouwwerkzaamheden ten behoeve van derden gaan

---

plaatsvinden op de kruin van de dijk, lijkt het verstandiger de betoncentrale te laten staan. Er kan dan nog gedurende een aantal jaren beton worden geproduceerd, waardoor de kosten per eenheid beton gunstiger zullen uitvallen (de centrale kan dan over meer eenheden beton worden afgeschreven).

## 8.7 Corrosiewering in drukleidingen

De enorme hoeveelheden zeewater die door de drukleidingen stromen maken een goede bescherming van de drukleidingen tegen corrosie noodzakelijk. Toepassing van een legering met een goede roestvastheid alleen is niet genoeg, vanwege de uiterst agressieve omgeving. Er zal daarom een additioneel systeem moeten worden toegepast.

Dit systeem zal, zoals gebruikelijk bij waterkrachtcentrales, een actieve kathodische bescherming worden. Dit is een systeem waarbij elektroden op het metaal van de buizen worden aangebracht, waarna er een (kleine) elektrische stroom door de leidingen wordt gestuurd. De elektronen reageren met ionen in het zeewater, waardoor wordt voorkomen dat het metaal van de buizen wordt beschadigd. Dit systeem is goed te regelen, zodat de corrosie van de drukleidingen tot bijna nul kan worden gereduceerd, bovendien is het vrijwel onderhoudsvrij. Daarom verdient dit systeem de voorkeur boven het in de scheepvaart gebruikelijke systeem van passieve kathodische bescherming, met blokken opofferingsmetaal op de scheepsromp. Passieve kathodische bescherming is niet regelbaar en heeft meer onderhoud nodig.

## 8.8 Personele voorzieningen

Er zijn diverse personele voorzieningen nodig: onderkomens, drinkwatervoorziening, afvalwaterinzameling en -zuivering, in de bouwfase een ketenpark en werkplaatsen, enzovoort. Het ontwerp van deze voorzieningen zal naar verwachting weinig aanleiding tot problemen geven en wordt daarom in dit afstudeerproject niet behandeld.

## 8.9 Veiligheid van mens en machine

Voor een veilige bedrijfsvoering van de PAC is het zeer belangrijk de nodige veiligheidsmaatregelen te treffen. Voor een deel gaat het hier om werktuigbouwkundige constructies, zoals koelinstallaties voor de machines. Dit soort installaties valt buiten de context van dit afstudeerproject. Een ander deel van de veiligheidsvoorzieningen wordt wel behandeld. Het betreft een monitoringsysteem voor de dijk en voorzieningen die moeten voorkomen dat mensen worden ingezogen in de turbines.

In de dijk wordt een uitgebreid systeem van meetapparatuur aangebracht. Dit is nodig omdat er in Nederland geen ervaring is met waterkeringen die de valhoogten keren die bij de PAC horen. Met dit monitoringsysteem kan bijvoorbeeld het zettingsgedrag van de dijk en het verloop van de waterstand in de dijk worden gevolgd en onderzocht. Problemen kunnen zo tijdig worden gesignaleerd en kunnen met beheers- of bouwtechnische maatregelen worden aangepakt.

Tenslotte wordt nog gewezen op de mogelijkheid dat drenkelingen (niet noodzakelijk afkomstig van schepen) in de buurt van de in-/uitlaatwerken terecht komen. Uit ervaringen elders in de wereld is gebleken dat een eenvoudige, van duidelijk zichtbare drijvers voorziene grijplijn hier slachtoffers voorkomt. Aan de

---

bekkenzijde van de turbinebehuizingen kan een dergelijke voorziening ook worden geïnstalleerd, maar dat is waarschijnlijk niet nodig: op het bekken is de kans op drenkelingen erg klein.

## 8.10 380 kV-leiding

De aanleg van een 380 kV-leiding is noodzakelijk voor de exploitatie van de PAC. Enerzijds wordt via deze leiding de opgewekte elektriciteit naar het vasteland getransporteerd, anderzijds komt via deze leiding elektriciteit bij de PAC voor de pompfase. Deze leiding is een erg dure voorziening (fl. 40.000,-/m<sup>1</sup>, [13]) en moet dus zo kort mogelijk worden gehouden. Dit betekent dat er, indien mogelijk, een projectlocatie zo dicht mogelijk bij de kust moet worden gezocht!

Er zijn in principe twee mogelijkheden voor de aanleg van de verbinding. Ten eerste kan de leiding in de zeebodem worden gelegd, net als telecommunicatieleidingen. De leiding moet dan voldoende diep worden ingegraven, om beschadiging door slepende ankers te voorkomen. Ten tweede kan de leiding langs hoogspanningsmasten worden geleid. Dit leidt tot een wat eenvoudigere constructie voor de leiding zelf, maar er moeten dan vele masten worden gebouwd, die zo hoog moeten zijn dat de scheepvaart er geen hinder van ondervindt. Dit lijkt niet aantrekkelijk. Het eerste alternatief is de meest voor de hand liggende oplossing.

Ook in de kunstwerken (zie hoofdstuk 7), moet terdege rekening worden gehouden met de 380 kV-leiding. Dergelijke leidingen worden meestal volledig ingebetonneerd, zodat er geen beschadiging of erger nog, kortsluiting kan ontstaan. De leiding bestaat uit een koperen kern van ongeveer 800 mm<sup>2</sup> doorsnede, met daaromheen verschillende mantels. Door de leiding wordt voortdurend olie gepompt om de leiding te koelen. Al met al bedraagt de doorsnede van een dergelijke leiding al gauw 11 cm. Bij het maken van bochten moet de nodige voorzichtigheid worden betracht: boogstralen van minder dan 2,5 m zijn niet haalbaar. Als er meerdere leidingen naast elkaar worden gelegd, moeten ze h.o.h minstens 0,5 m uit elkaar liggen. Voor meer informatie, zie [8].

---

## 9. UITVOERING

### 9.1 Inleiding

In de hoofdstukken 4, 7 en 8 is aangegeven uit welke onderdelen de PAC met laag reservoirpeil bestaat en hoe (enkele van) deze onderdelen eruit zullen gaan zien. In hoofdstuk 3 is beschreven waar de PAC kan worden gebouwd. In dit hoofdstuk wordt aangegeven hoe de PAC met laag reservoirpeil gebouwd kan worden.

Allereerst wordt nogmaals kort beschreven wat er moet worden gebouwd. Dit wordt gedaan in paragraaf 9.2. In de paragrafen 9.3, 9.4 en 9.5 wordt vervolgens aangegeven hoe de verschillende werken kunnen worden uitgevoerd. Achtereenvolgens komen aan de orde: grondwerken (paragraaf 9.3), harde kunstwerken (paragraaf 9.4) en beschermingsconstructies (paragraaf 9.5). Daarna wordt in paragraaf 9.6 aangegeven hoe de verschillende werkzaamheden samenhangen, hoeveel tijd ze in beslag nemen en in welke volgorde er moet worden gewerkt. Dat wordt gedaan door een globale bouwplanning te maken. Ter verduidelijking is de bouw van de PAC weergegeven in een serie tekeningen. Deze serie is opgenomen in bijlage 20, de bouwplanning is opgenomen in bijlage 22.

### 9.2 Lay-out PAC

In deze paragraaf wordt uiteengezet hoe de PAC er in de eindsituatie uit zal zien. Hierbij vormen de tekeningen PAC-01 en PAC-02 een belangrijk hulpmiddel. Deze tekeningen zijn opgenomen in bijlage 2. De PAC bestaat in hoofdzaak uit 3 delen: het reservoir, het mechanisme om water in te laten en uit te pompen (energie winnen en energie opslaan) en de bijkomende werken. Het reservoir is in wezen niets anders dan een grote kuil in de zeebodem, van de zee afgeschermd door een ringdijk. Het mechanisme omvat in- en uitlaatwerken, turbines, installaties (voor bediening en spanningsopwekking) en behuizingen voor deze onderdelen. Deze behuizingen worden in dit afstudeerproject wel onderzocht, de machines en de daarbij behorende installaties vallen buiten de context van dit afstudeerproject. De bijkomende werken omvatten onder andere een (werk)haven, opslagterreinen en werkplaatsen. Natuurlijk moeten er ook onderkomens voor het personeel worden gebouwd met de nodige voorzieningen. Verder wordt er voorzien in een bouwdok voor de behuizingen (caissons) en een betoncentrale.

In de volgende drie subparagrafen wordt nogmaals kort uiteengezet hoe de verschillende delen eruit zullen gaan zien.

#### 9.2.1 reservoir

Het reservoir is een grote gebaggerde kuil in de zeebodem, met een bodemniveau dat ligt tussen LLW-72,75 meter en LLW-102,75 meter. De diameter op de bodem bedraagt circa 1830 meter, op kruiniveau (LLW+7,00 meter) is de diameter 2340 meter (binnenrand kruin). Het binnentalud bestaat uit twee delen: een deel met een talud van 1:10, dat zich uitstrekt vanaf de bodem tot LLW-50,75 meter en een deel met een talud van 1:5, dat zich uitstrekt van LLW-50,75 meter tot aan de kruin van de dijk (in de onderste zone van het bekken komen snelle peilwisselingen voor. Met het oog op de stabiliteit van het talud is gekozen



---

voor een flauwe helling. In het overgrote deel van het bekken staat in de bedrijfsfase geen water en daarom kan het talud in dit deel wat steiler).

Met het oog op onderhoudswerkzaamheden is het nodig om enkele bermen in het binnentalud te bouwen. Deze bermen moeten om de 10 à 20 hoogtemeters worden aangebracht om het talud goed bereikbaar te houden. De bermen moeten ongeveer 5 meter breed worden, met op regelmatige afstanden verbredingen tot circa 7 meter, zodat (brede) wagens elkaar kunnen passeren. De breedte van 5 meter is ruim voldoende om een weg aan te kunnen leggen. In de omgeving van de turbinebehuizingen worden de taluds aangepast, zodat er een spuikom gemaakt kan worden (zie tekeningen PAC-01 en PAC-02).

De kruin van de dijk wordt, zoals al is vermeld, aangelegd op een niveau van LLW+7,00 meter en wordt 720 meter breed. De binnenste 665 meter hiervan is vlak, de buitenste meters worden gebruikt voor de zeewering; langs de buitenrand van de dijk wordt het niveau van de kruin verhoogd tot LLW+10,00 meter om voldoende bescherming tegen golfaanval te creëren.

Het buitentalud van de dijk is opgesplitst in drie delen: vanaf de kruin tot LLW-5 meter wordt een talud van 1:10 aangelegd; vervolgens wordt tot LLW-10 meter gewerkt met een talud van 1:100 en tenslotte wordt tot op de zeebodem (circa LLW-17,75 meter) weer een talud van 1:10 gebouwd. In de zone met talud 1:100 breken hoge golven. Dit beperkt de golfaanval op de dijk. Om zand te besparen is verder van de kruin af gekozen voor een talud 1:10.

De totale diameter komt hiermee op ongeveer 7520 meter. De dijk wordt doorsneden door het inlaat-/uitlaatkanaal. Deze geul ligt op het zuidwesten, dit is waarschijnlijk de gunstigste richting. Uit deze richting komen namelijk geen hoge golven (de hogere golven komen uit het westen en het noorden) en het proceswater kan goed wegstromen naar en aangetrokken worden uit dieper water.

Dwars door de dijk wordt in de bouwphase een toegangsheul open gehouden, zodat schepen naar believen in en uit het bekken kunnen komen. In de eindfase van de bouwwerkzaamheden wordt deze geul afgedicht. Belangrijk is dat de geul voldoende breed en diep is. Als namelijk de doorsnede van het kanaal kleiner wordt nemen de stroomsnelheden ten gevolge van het getij sterk toe, met alle problemen van dien (zie paragraaf 8.2). Tevens wordt er een in-/uitlaatkanaal aangelegd, waardoor in de bedrijfsfase water van de zee naar de in-/uitlaatwerken kan stromen en omgekeerd.

Uiteraard moet de dijk worden beschermd tegen golven, stromen en scheepvaart. Met het oog op golven en stromen zijn enkele berekeningen gemaakt. De resultaten hiervan geven geen aanleiding tot grote problemen. Hier wordt volstaan met een korte opsomming van de resultaten: met betonblokken met een ribbe van ongeveer 2,3 meter kunnen golven van 5,5 meter worden weerstaan (formule van Van der Meer, [34]) en bij stromingen tot 0,8 m/s zijn korreldiameters van 4 mm stabiel (Shields, zie ook [34], gerekend met een bodemruwheidsparameter van  $50 \sqrt{m/s}$ ). Uiteraard moeten onder de betonblokken één of meerdere filterlagen worden aangebracht om uitspoeling van dijk materiaal tegen te gaan. Een andere mogelijkheid om de dijk tegen golven en stromen te beschermen is het aanbrengen van asfalt of colloïdaal beton. Er zijn nog meer mogelijkheden. De bebouwing op de dijk wordt tegen schepen beschermd door de 500 meter brede zone met talud 1:100. In deze zone loopt elk schip vast, voordat de dijk kruin bereikt en/of bedreigd wordt.

### 9.2.2 harde kunstwerken

Er zijn diverse installaties nodig (turbines, transformatoren, schakelinstallaties, bedieningsmechanismen voor het aansturen van de kleppen en schuiven, koeling, enzovoort) om de PAC goed en veilig te kunnen bedienen. Al deze installaties moeten worden ondergebracht in behuizingen. Daarnaast moet er een leidingstelsel worden gebouwd om het water in de turbines te krijgen, en moeten er in- en uitlaten worden

---

gebouwd om het water met zo min mogelijk energieverliezen aan en af te voeren. Hiervoor zijn diverse kunstwerken nodig. Deze kunstwerken worden in deze subparagraaf behandeld.

#### *indeling*

Gekozen is om de volgende indeling te hanteren (zie ook hoofdstuk 7):

In het bekken worden de turbines en de uit- c.q. inlaten gebundeld in een enkel kunstwerk. Dit is gedaan omdat dit beheerstechnisch de beste oplossing is [1]. Dit kunstwerk wordt aan de teen van de ringdijk opgesteld. Dit leidt tot aanmerkelijk kortere leidingen (dus minder energieverliezen) dan bij plaatsing verder naar het midden van het bekken, en zodoende tot een eenvoudiger uitvoering en lagere exploitatiekosten.

Het water wordt aangevoerd door drukleidingen, die in caissons worden gebouwd (vanwege de gekozen bouwmethode: caissons afzinken). Deze caissons worden deels ingebed in het talud van de dijk. Dit is gedaan omdat de leidingcaissons zo van buitenaf bereikbaar blijven (wenselijk in verband met onderhoud), maar tevens stevig gefundeerd kunnen worden (makkelijker dan bij plaatsing op het talud).

Het water komt bij de drukleidingen door waterkerende in-/uitlaatwerken die in de ringdijk worden opgenomen. Dit resulteert volgens [1] in de meest economische oplossing. Een afzonderlijk in-/uitlaatwerk buiten de dijk levert veel langere leidingen op en bovendien moeten de leidingen dan door de dijk worden geleid (de hoogteverschillen zijn te groot om een hevel over de dijk te bouwen zonder extra pompvermogen op te stellen). Leidingen door een dijk kunnen problemen geven met lekken langs de leiding. Dit kan weliswaar worden opgelost met een kwel scherm, maar de bouw hiervan is niet eenvoudig. Met een waterkerend kunstwerk worden deze problemen voor een groot deel voorkomen.

Voor alle kunstwerken geldt dat ze niet rechtstreeks op het zand worden gefundeerd: alvorens de kunstwerken te plaatsen wordt een granulair filter aangebracht. Deze filters vangen eventuele onregelmatigheden in de taluds op en spreiden de belastingen van de kunstwerken op de bodem en de waterbelastingen tegen de kunstwerken. Op deze wijze wordt een goede aansluiting tussen de kunstwerken en de bodem gecreëerd.

#### *turbinebehuizingen met uit-/inlaten*

Zoals hiervoor werd beschreven worden er in het bekken turbinebehuizingen met geïntegreerde uit-/inlaten gebouwd. De behuizingen worden ondergebracht in een betonnen kunstwerk met hoofdmaten  $l \times b \times h$  270x75x58 m<sup>3</sup>, opgedeeld in twee caissons van 135 meter lengte. De maten volgen uit de benodigde binnenruimte en de daarmee samenhangende ballastvolumes (om de kunstwerken tegen opdrijven te beschermen). Op elk caisson komt een toegangsschacht met een binnendiameter van 25 meter (buitendiameter 30 meter). De bovenzijde van deze kokers komt op LLW+7,00 meter, hetzelfde peil als de kruin van de dijk. In de bouwfase wordt de bouwstroom door deze kokers geleid (zie paragraaf 9.4). In de bedrijfsfase steekt het dak van het turbinegebouw enkele meters boven het maximale reservoirpeil uit (het dak komt op LLW-50 meter, het maximale reservoirpeil is LLW-52,75 meter). In principe kan het dak op een wat lager niveau worden gebouwd, maar in verband met onderhoudswerkzaamheden en de toegankelijkheid van de turbinebehuizingen lijkt het handiger, het dak boven water te houden. De onderzijde van de turbinebehuizingen komt te liggen op LLW-108 meter.

Voor een globale indeling van dit kunstwerk wordt verwezen naar bijlage 11, waarin de tekeningen PAC-08 en PAC-09 zijn opgenomen. In het gebouw worden, behalve de turbines en de uit-/inlaten, onder andere opgenomen: de slakkenhuizen, de nodige koelinstallaties, generatoren, transformatoren, schakel-eenheden en afsluitorganen voor de in-/uitlaatopeningen met de bijbehorende bedieningsmechanismen.

---

### *drukleidingen*

De drukleidingen (acht in totaal, één voor elke turbine) bestaan uit grote stalen buizen (diameter 8 tot 12 meter) van 435 meter horizontale lengte (ongeveer 442 meter langs de hartlijn van de leiding). Deze buizen worden ondergebracht in betonnen caissons. Deze caissons meten 110 bij 20 bij 20 m. Met in elk caisson 1 leidingsectie resulteert dit in de aanleg van 32 drukleidingcaissons.

De leidingen moeten worden beschermd tegen corrosie. Dit zal gebeuren door aanleg van een actieve kathodische bescherming. Dit is een systeem waarbij stroom op de leidingen wordt gezet. De elektronen die door het staal stromen gaan roestvorming tegen. Dit systeem is, in tegenstelling tot een passieve kathodische bescherming, waarbij blokken offeringsmetaal op het metaal worden bevestigd (de gangbare methode bij bescherming van scheepsrompen), goed te regelen en vrijwel onderhoudsvrij. Het systeem heeft zijn waarde en toepasbaarheid al ruimschoots bewezen, getuige de toepassing in vele waterkrachtcentrales. Verder wordt nog opgemerkt dat de 380 kV-leiding door de drukleidingcaissons naar de kruin van de dijk wordt geleid.

### *in-/uitlaatwerken in dijk*

Zoals vermeld is er een waterkerend kunstwerk geprojecteerd waarin in-/uitlaten worden opgenomen. Dit kunstwerk zal ongeveer  $180 \times 55 \times 40 \text{ m}^3$  (lxbxh) gaan meten (eigenlijk gaat het om twee kunstwerken van elk 90 meter lang). Om de overgang naar het dijkprofiel goed te kunnen bouwen worden er aan weerszijden van de in-/uitlaatwerken caissons geplaatst. Deze landhoofdcaissons fungeren tevens als achterloopschermen. De in-/uitlaten worden voorzien van afsluitmiddelen en de benodigde bedieningsmiddelen. Vanaf dit kunstwerk wordt de 380 kV-leiding naar de kust geleid. Dit kan via hoogspanningsmasten, via een leiding in de zeebodem of gebundeld met een eventueel aan te leggen verbinding met de kust voor goederen- en personenvervoer.

Het belangrijkste probleem voor de in-/uitlaatwerken is de vormgeving ervan. De in- en uitlaten moeten het water met zo min mogelijk energieverliezen kunnen laten passeren en de vormgeving bepaalt in sterke mate de energieverliezen. De optimale vormgeving is alleen vast te stellen met behulp van modelproeven. Aangezien modelproeven ruim buiten de context van dit afstudeerproject vallen, wordt er volstaan met het ontwerpen van in-/uitlaten met vooral vloeiende lijnen (bij hoeken laten stroomlijnen vaak los, er ontstaan dan turbulenties en dus energieverliezen).

In de in-/uitlaatwerken kunnen ook personeelsverblijven en bedieningsruimten worden gebouwd, om de centrale te kunnen bedienen en controleren. Ten opzichte van bedieningsruimten in het turbinegebouw heeft dit als voordeel dat deze ruimten ook in noodgevallen goed bereikbaar blijven. De in-/uitlaatwerken zijn getekend op tekeningen PAC-11 t/m PAC-15, die zijn opgenomen in bijlage 12.

De in-/uitlaatwerken moeten zodanig worden beschermd dat er geen drijvend vuil kan passeren. De meest effectieve manier om dit te doen [1, 5] is door de inlaatpunten voldoende diep onder de waterspiegel te situeren. Als de bovenkant van de inlaten ongeveer 1,5 meter beneden de waterspiegel ligt, is dat al voldoende om het drijvende vuil niet in te zuigen. Daarnaast moet er een grijplijn worden aangebracht over het inlaatkanaal, om drenkelingen de gelegenheid te geven zich uit het water te redden voor ze bij de in-/uitlaatwerken terecht komen. Er kan worden volstaan met een van felgekleurde drijvers voorziene kabel. Dergelijke constructies blijken in België en Frankrijk ruimschoots aan de eisen te voldoen [1].

---

### 9.2.3 bijkomende werken

Onder de bijkomende werken worden verstaan (zie ook hoofdstuk 8): de werkhaven met bijbehorende faciliteiten en opslagterreinen en alle personele voorzieningen, zoals onderkomens, een drinkwatervoorziening en in de bouwfase een ketenpark en werkplaatsen en een bouwdok voor de benodigde caissons. Daarnaast is, in verband met de grote afstand tot het vasteland en de grote te verwerken hoeveelheden beton, een betoncentrale nodig. Tenslotte wordt er ook een uitgebreid systeem van meetapparatuur in de dijk aangebracht, waarmee bijvoorbeeld het zettingsgedrag van en het verloop van de waterstand in de dijk kunnen worden onderzocht.

De haven moet voldoen aan de gangbare eisen. De opslagterreinen moeten groot genoeg en goed toegankelijk zijn. Deze terreinen, die grotendeels kunnen worden opgeruimd na de bouw, kunnen op de kruin van de dijk worden gesitueerd, aangezien daar ruimte genoeg komt. De personele voorzieningen kunnen, zoals vermeld in paragraaf 7.4, deels opgenomen worden in de in-/uitlaatwerken. Het ketenpark, de werkplaatsen en de werkhaven moeten in het eerste bouwseizoen worden gebouwd, de betonmortelcentrale uiterlijk in het tweede jaar, zodat in het derde seizoen beton kan worden geproduceerd.

Verder is het zinnig een klein baggervaartuig in het bekken te houden voor onderhoudsbaggerwerk (het slibrijke Noordzeewater zal naar verwachting enige sedimentatie in het reservoir geven, zodat er af en toe onderhoudsbaggerwerk nodig is) en eventueel om extra steenbestorting aan te kunnen brengen. Dit vaartuig moet een ligplaats in het bekken krijgen. De hulpwerken zijn niet in de tekeningen opgenomen, omdat de indeling en situering ervan (nog) niet nader onderzocht zijn. De onderkomens voor het personeel zijn globaal terug te vinden op de tekeningen PAC-11 tot en met PAC-15 (zie bijlage 12), maar worden qua indeling en inrichting niet uitgewerkt.

## 9.3 Uitvoering grondwerken

In deze paragraaf wordt aangegeven hoe de grondwerken uitgevoerd kunnen worden. Allereerst wordt aangegeven welke werkzaamheden plaatsvinden en in welke volgorde (subparagraaf 9.3.1). Daarna wordt aangegeven in welk tijdsbestek dit moet gebeuren (9.3.2). In subparagraaf 9.3.3 wordt aangegeven hoe schepen het bekken in en uit kunnen varen in de bouwfase. Het een en ander wordt kort samengevat in subparagraaf 9.3.4.

### 9.3.1 vereiste werkzaamheden en werkvolgorde

In het algemeen geldt voor het storten en spuiten: tot ongeveer 5 meter beneden de waterspiegel wordt zand gestort, boven dit niveau wordt gewerkt met spuittechnieken. De totale te verzetten hoeveelheid grond bedraagt  $727 \text{ hm}^3$ , inclusief verliezen.

Allereerst is het noodzakelijk om een minimaal dijkprofiel op te werpen, zodat de verdere werkzaamheden in een beschutte omgeving kunnen plaatsvinden. Dit verhoogt de veiligheid en vergroot de werkbare periode. Voor dit minimale dijkprofiel zijn twee mogelijkheden beschouwd (zie bijlage 21):

- 
- 1). Een dijkprofiel met een kruin van 10 meter breedte en taluds van 1:10, met stort-/spuitkades die worden omzoomd door geotextielworsten;
  - 2). Een dijkprofiel met een kruinbreedte van 10 meter en taluds van 1:3, met stort-/spuitkades met stortstenen begrenzingen.

*ad 1:*

De geotextielworsten bestaan uit slurven van geotextiel, gevuld met baggerspecie. De slurven worden gemaakt door rollen geotextiel spiraalvormig uit te rollen en de randen aan elkaar te verbinden (vergelijkbaar met spiraalvormig gelaste stalen buizen). Deze constructiemethode is al een enkele keer eerder toegepast (Duitsland), maar er bleken grote problemen te zijn met de plaatsvastheid van de rollen: zelfs onder gering verval rolden de worsten van hun plek. Deze plaatsvastheid zal dus op de een of andere manier gewaarborgd moeten worden. Voorlopig is uitgegaan van een oplossing die uitgaat van het plaatsen van ballast aan de buitenzijde van de stort-/spuitkades. In verband met de stabiliteit van deze ballast (stortsteen) wordt een talud van 1:10 aangehouden. Bovendien is deze helling gelijk aan die van de definitieve constructie, wellicht kan e.e.a. gecombineerd worden. De kruinbreedte van 10 meter is voldoende om er materieel over te kunnen laten rijden. De kruin wordt direct op aanlegniveau gebracht. Dit resulteert in een aan te brengen volume van  $176 \text{ hm}^3$  (zie bijlage 21).

*ad 2:*

Dit is de traditionele werkmethode. Met deze methode zijn steile taluds haalbaar, wat het aan te brengen volume flink verkleint (tot slechts  $41 \text{ hm}^3$ , zie bijlage 21, een besparing van 77% ten opzichte van de hiervoor beschreven methode). De uitgespaarde grond moet echter in een later stadium alsnog worden aangebracht, omdat immers het hele dijkprofiel gebouwd moet worden. Daarnaast is er voor deze methode een grote hoeveelheid stortsteen (of een alternatief materiaal, bijvoorbeeld betonpuingranulaat of mijnsteen) nodig, welke aan strenge filtereisen moet voldoen. De besparing betekent echter wel dat er minder tijd en/of minder materieel nodig is, om de locatie te beschermen tegen de zee.

In beide gevallen wordt de beschermende dijk zodanig aangelegd, dat de buitenrand van de kruin samenvalt met de buitenrand van de kruin van de definitieve dijk. Verder wordt deze dijk ook dwars over het inlaatkanaal aangelegd, zodat een optimale bescherming mogelijk is. In een latere fase wordt het deel van de dijk, dat in het in-/uitlaatkanaal ligt, weer verwijderd.

Uiteraard moet de dijk worden beschermd tegen golven en stroming. De zwaarte van de bescherming hangt af van de ontwerpeisen, in relatie tot het toelaten van schade. Ter illustratie: in de eindfase worden golven verwacht van maximaal  $H_s = 5,5$  meter, omdat hogere golven zullen breken op de aan te leggen zone met talud 1:100. In de bouwfase is deze zone niet of gedeeltelijk aanwezig, en zijn golven tot 7 meter hoogte mogelijk. Dit vereist een zwaardere verdediging. Als echter de schadekans als gevolg van golven hoger dan 5,5 meter voldoende laag wordt geacht, kan ook in de bouwfase worden gekozen voor een verdediging afgestemd op golfhoogten van 5,5 meter, waarbij de eventueel optredende schade wordt aanvaard. Verder is het wellicht handig het buitentalud van de dijk direct af te dichten, ter beperking van de kwel in de gebruiksfase. In een later stadium van de bouw is afdichting misschien moeilijker (dus duurder) te realiseren. Een vroege afdichting heeft ook nadelen: het bemoeilijkt de uitstroming van water, waardoor de dijk langzamer consolideert. Bovendien kunnen waterdrukken onder de afdichtende laag problemen geven (gevaar voor opbarsten).

Vervolgens moet een werkhaven worden aangelegd, met een verbinding naar de kruin van de dijk. Er moet voldoende ruimte worden gemaakt voor de aanleg van het ketenpark en voor opslagterreinen.

---

Vervolgens moet een werkhaven worden aangelegd, met een verbinding naar de kruin van de dijk. Er moet voldoende ruimte worden gemaakt voor de aanleg van het ketenpark en voor opslagterreinen. Daarna kan een begin worden gemaakt met de bouw van de rest van de dijk. Met het oog op de overige werkzaamheden wordt eerst de dijk naar binnen toe uitgebreid. Dit heeft tot gevolg dat de beschikbare werkruimte op de kruin van de dijk snel groeit, zodat er voldoende plek beschikbaar komt voor de bouw van de betoncentrale en dergelijke. Daarnaast kan dan ook vast het bouwdok voor de caissons worden gebouwd. Dit bouwdok wordt in de kruin, op de locatie van de in-/uitlaatwerken gemaakt. Dit omdat dit vele transportkilometers en moeilijke passages door de dijk bespaart ten opzichte van caissonbouw op het vasteland en bovendien kunnen de in-/uitlaatwerken zo volledig in den droge worden gebouwd! Binnen de dijkkring is ook in deze fase werken met stort-/spuitkades nodig (de taluds worden steiler dan het natuurlijk verhang van onder water gestort zand).

Ook op het buitentalud van de dijk moet nog veel grond worden gestort. Indien wordt besloten tot afdichting van het buitentalud tot op de buitenrand van de zone met het talud 1:100, moet rekening worden gehouden met de wijze van afdichting. Deze kan bestaan uit een folie met ballast, die op de oorspronkelijke zeebodem kan worden aangebracht alvorens er zand op te storten. Ook kan de geballaste folie op het gestorte zand worden aangebracht. Daarnaast kan worden gekozen voor een afdichting met klei. Welke wijze van afdichting ook wordt gekozen, voor alle geldt dat ze beschermd moeten worden tegen alle te verwachten belastingen (golven, stroming, scheepvaart). De aansluiting met de afdichting van het buitentalud van LLW+10,00 meter tot LLW-5 meter verdient bijzondere aandacht. Dit is een onderwerp voor verder onderzoek. Als wordt gekozen voor een open talud in de zone met helling 1:100, moet een bescherming worden aangelegd die voorkomt dat het zand wegslaat en/of wegspoelt. Dit kan bijvoorbeeld een stortsteenfilter zijn.

Het binnentalud van de dijk moet ook worden beschermd. Weliswaar zal de golfaanval aan deze zijde veel geringer zijn, maar de stroming opgewekt door de turbines en de snelle waterstandsveranderingen kunnen problemen geven. Snelle waterstandsverlagingen kunnen gevaarlijk zijn met het oog op de stabiliteit van het talud. Uit Plaxis-berekeningen (zie hoofdstuk 6) is gebleken dat de verwachte peilwisselingen geen stabiliteitsproblemen tot gevolg hebben voor de gekozen taluds.

Het benodigde zand (in totaal ongeveer  $727 \text{ hm}^3$ , dus 727 miljoen kubieke meter, inclusief de verwachte verliezen) wordt gewonnen in het bekken. Dit gebeurt met bestaand baggermaterieel. Tevens zullen enkele baggervaartuigen, die op dit moment gebouwd worden, nodig zijn om de grote benodigde diepten vanaf het huidige waterpeil te kunnen baggeren. Het zand wordt gewonnen vanuit het midden van het bekken, van waaruit horizontaal en verticaal het bekken wordt uitgebaggerd. Dit wordt gedaan om de grond onder de dijk zoveel mogelijk tijd te geven wateroverspanningen af te bouwen en te laten consolideren in een zo stabiel mogelijke situatie. Als namelijk direct naast de dijk wordt gebaggerd terwijl het stort-/spuitproces nog volop in gang is, kan dit leiden tot instabiliteit. Wel moet er rekening mee worden gehouden dat tegen het einde van het vierde bouwseizoen de turbinebehuizingen worden verslept naar hun eindlocatie (zie paragraaf 9.4). Dit houdt in dat tegen die tijd het bekken op die plek op diepte moet zijn en dat er een filter is aangelegd.

Ook de taluds en bodem van de in het bekken te baggeren spuikom moeten worden beschermd. Dit in verband met de relatief hoge stroomsnelheden in het proceswater. Een stortsteenfilter dat op de te verwachten belastingen is afgestemd, is hier waarschijnlijk de meest aangewezen oplossing. Tenslotte moet ook het inlaat-/uitlaatkanaal voorzien worden van bodem- en taludbescherming. Ook hier zal waarschijnlijk het beste kunnen worden gewerkt met steenachtige materialen. Wel moet worden opgemerkt dat, als er wordt gekozen voor een afdichting in de zone met helling 1:100, ook de bodem en de taluds van het inlaatkanaal

---

moeten worden afgedicht (over een minstens zo grote zone als de afdichting van het buitentalud). Het kan dan gaan om een folie met ballast.

Uiteraard moet, voor de centrale in gebruik kan worden genomen, de in het eerste bouwseizoen aangelegde dijk uit het inlaatkanaal gebaggerd worden. Bovendien moet de toegangsgeul worden afgesloten. Of dit met een zandsluiting kan of dat er andere vormen van afsluiting moeten worden toegepast is niet onderzocht.

### 9.3.2 planning grondwerken

Opmerking vooraf: een globale planning van de bouwwerkzaamheden is opgenomen in bijlage 22. De in de vorige paragraaf genoemde werkzaamheden nemen natuurlijk de nodige tijd in beslag. Zoals al is vermeld zal in het eerste bouwseizoen in elk geval een minimaal dijkprofiel moeten worden gerealiseerd, en moeten een werkhaven en een ketenpark worden aangelegd. Gezien de locatie is het aannemelijk dat er voor de bagger-, stort- en spuitwerkzaamheden slechts een half kalenderjaar beschikbaar zal zijn (veel onwerkbaar weer). Zogauw de eerste dijkkring gereed is, zal de werkbare periode flink groter worden, omdat de baggerschepen dan in een beschutte omgeving liggen, met maar weinig golfslag en vrijwel geen stroming. Uitgaande van een half kalenderjaar, dus 26 weken werkbaar weer, en een netto productieweek van 156 uur (dus 12 uur voor wisselen van ploegen en dergelijke per week), betekent dit dat in een tijdsbestek van ruim 4000 uur de beschermende dijk aangelegd moet worden. In het geval van methode 1 (zie paragraaf 9.3.1) betekent dit dus dat er in 4000 uur tijd 176 hm<sup>3</sup> grondverzet moet worden. Dit houdt een gemiddelde productie van 44000 m<sup>3</sup>/uur in. Om dit te kunnen realiseren zijn 10 of 11 flinke sleephopperzuigers nodig (in de studie van 1986 wordt uitgegaan van een productie van 4260 m<sup>3</sup>/uur voor een sleephopper die tot 80 meter diepte kan baggeren [3, 4]). Waarschijnlijk wordt dit aantal groter, omdat er niet zo heel veel grote baggervaartuigen zijn. De geringe diepte waarop in het eerste seizoen wordt gewerkt maakt het mogelijk dat ook veel kleinere vaartuigen ingeschakeld kunnen worden. Als wordt gewerkt met de tweede beschreven methode (paragraaf 9.3.1), hoeft er in het eerste bouwseizoen slechts 58 hm<sup>3</sup> grond te worden verzet voor de dijk. Dit maakt een minder strakke planning in het eerste seizoen mogelijk, wat gezien de grote afhankelijkheid van het weer zeker positief is (bij goed weer kan alvast werk voor het tweede seizoen worden gedaan), ook al omdat eerst een stortkade moet worden gemaakt, alvorens er kan worden gestort. Verder moet de werkhaven in het eerste seizoen worden gebouwd. Ook hiervoor is goed weer nodig, omdat de haven een open verbinding met de Noordzee heeft. De overige werkzaamheden in het eerste seizoen (ketenpark en dergelijke) zijn minder afhankelijk van het weer en kunnen in een langere periode worden gepland.

In beide gevallen wordt gebruik gemaakt van stort-/spuitkades van ongeveer 3 meter hoogte. Deze hoogte blijkt in de praktijk optimaal met het oog op werksnelheid en het gebruik van stortsteen (voor de kades), en een diameter van drie meter lijkt voorlopig de maximaal haalbare bij toepassing van geotextielworsten.

Als de eerste dijkkring er ligt, kan de rest van de dijk relatief eenvoudig gebouwd worden. De werkbare periode wordt langer, naar verwachting ongeveer 40 weken per kalenderjaar. Bij een gemiddelde productie van 1 m<sup>3</sup>/s per grote sleephopperzuiger (volgens [3, 4] moet deze productie ruimschoots kunnen worden gehaald) betekent dit dat de rest van de dijk in ongeveer 5,5 jaar kan worden gebouwd als er gemiddeld tenminste 5,6 m<sup>3</sup>/s wordt geproduceerd, dus als er gemiddeld 5 of 6 grote sleephopperzuigers aanwezig zijn. Dit aantal zal in het begin aanmerkelijk groter zijn, omdat er dan nog ondiep wordt gebaggerd. Naarmate het proces vordert, zal de baggerdiepte toenemen, waardoor steeds meer baggerschepen niet meer kunnen werken. Deze verlaten dan het bekken. De productie zal dalen tot ongeveer 3 m<sup>3</sup>/s (3 grote bagger-

---

schepen) in de laatste twee seizoenen. Om deze grote productie te kunnen halen is het noodzakelijk een persleidingenstelsel te bouwen, dat deze grote volumes en debieten verwerken kan. Dit stelt hoge eisen aan de sterkte en de slijtvastheid van de leidingen en de noodzakelijke pompstations.

Nadat de eerste dijkkring is gelegd zijn er geen grote problemen meer te verwachten ten aanzien van het grondwerk. Wel moet de nodige zorg worden besteed aan het afwerken van de talud van het bekken. Eventueel kan hiervoor een dustpanzuiger worden gebruikt. Daarnaast moet nog worden opgemerkt dat in het tweede bouwseizoen in ieder geval het bouwdok voor de behuizingscaissons moet worden gebouwd, om de werkzaamheden die in het dok moeten plaatsvinden niet te vertragen.

Bij toepassing van stortstenen kades is ongeveer 30,6 miljoen ton steen nodig (zie bijlage 21), enkel en alleen om de kades te bouwen. Deze stenen moeten aan bepaalde eisen voldoen (filterregels, dus eisen aan gradering) en zijn dus vrij duur. Dit maakt toepassing van geotextielworsten wellicht aantrekkelijk, ware het niet dat de stortkades voor een deel (ongeveer 30%) in de noodzakelijke taludbeschermingen kunnen worden opgenomen en zo ook in de eindfase zeer nuttig zijn. Bovendien is ook bij toepassing van geotextielworsten steen nodig, om de worsten op hun plek te houden. Ook kan toepassing van alternatieve materialen (betonpuingranulaat bijvoorbeeld) overwogen worden. Om uitsluitsel te kunnen geven omtrent de meest economische oplossing is uitgebreid onderzoek nodig. Beide methodes hebben in elk geval hun voor- en nadelen.

### 9.3.3 toegankelijkheid bekken in bouwfase

In de bouwfase is het wenselijk dat vaartuigen het bekken in en uit kunnen varen. Dit omdat er niet continu gewerkt kan worden (onwerkbaar weer) en omdat de meeste schepen niet tot het einde van de werkzaamheden in het bekken blijven; bovendien hoeven niet alle vaartuigen tegelijkertijd in het bekken te zijn. Als de baggerwerkzaamheden beëindigd zijn moeten alle baggervaartuigen het bekken uit en na afloop van de constructiewerkzaamheden geldt dit ook voor de eventueel aanwezige drijvende bokken en andere vaartuigen. Daarnaast moeten tegen het einde van de werkzaamheden een klein baggervaartuig (voor onderhoudswerk) en eventueel een klein inspectievaartuig het bekken worden ingevaren. Bovendien is het veiligst om niet meer schepen in het bekken te houden dan strikt noodzakelijk. Om al deze bewegingen mogelijk te maken zijn er verschillende mogelijkheden:

- 1). Toepassing sluzengang;
- 2). Een bepaald stuk dijk telkens als er een passage nodig is wegbaggeren en vervolgens het gat weer sluiten;
- 3). Schepen demonteren, in delen over de dijk brengen en weer monteren;
- 4). Over binnentalud en kruin trekken en van buitentalud laten afrollen;
- 5). Een doorgang openhouden in de bouwfase, en deze tegen het einde van de werkzaamheden sluiten.

Tenslotte kan worden overwogen de vaartuigen na afloop van de werkzaamheden in het bekken te laten liggen. Dat dit niet aantrekkelijk is moge duidelijk zijn.



---

*ad 1:*

Het is mogelijk een sluzengang te bouwen en deze te gebruiken om schepen het bekken in en uit te laten varen. Dit is een erg dure oplossing en naar verwachting niet rendabel, gezien het over de levensduur van de PAC gespreide zeer geringe aantal passages.

*ad 2:*

Een bepaalde sectie in de dijk kan worden aangewezen als passageplaats. Deze sectie kan dan telkens worden doorgebaggerd en weer worden dichtgespoten. Deze mogelijkheid brengt veel extra grondverzet met zich mee en is uit dat oogpunt weinig aantrekkelijk.

*ad 3:*

Sommige schepen kunnen worden gedemonteerd en in delen worden getransporteerd, waarna ze weer worden gemonteerd. Dit kan echter niet zonder meer bij alle schepen en is dus slechts een omslachtige halve oplossing voor het probleem.

*ad 4:*

Het is mogelijk om (bagger)vaartuigen over een flauwe helling te trekken. Dit moet uiteraard met de nodige voorzichtigheid gebeuren. De af te leggen afstanden vormen geen probleem.

*ad 5:*

Deze mogelijkheid lijkt de beste. Door simpelweg aan de meest beschutte zijde (de oost-zuidoostzijde van het bekken) een geul open te houden, eventueel met in zee stekende strekdammen om golfintreding te beperken kunnen schepen naar wens het bekken in en uit. Op het einde van de bouwperiode moet de ontbrekende dijksectie nog wel worden gemaakt. Of dit met zand kan of dat dit een steensluiting moet worden, moet nog worden onderzocht. De toegangsheuvel moet voldoende breed en diep worden. Eenzijdig moeten schepen voldoende ruimte hebben om te manoeuvreren, anderzijds mogen de stroomsnelheden in de geul niet te hoog worden. Door de getijbeweging en de grote afmetingen van het bekken stromen er dagelijks grote hoeveelheden water door de geul. Om grote stroomsnelheden te voorkomen moet de doorsnede van de geul groot genoeg zijn (zie ook paragraaf 8.2). Te grote stroomsnelheden hinderen de scheepvaart en veroorzaken erosie van de bodem en de zijanten van de geul.

#### 9.3.4 samenvatting

Ten behoeve van de PAC moet een volume grond verzet worden ter grootte van 727 miljoen  $\text{hm}^3$  (dus  $727 \times 10^6 \text{m}^3$ ), inclusief verliezen. Dit zou een van de grootste baggerwerken in de geschiedenis betekenen. De voorbereiding en uitvoering ervan vergen veel planning, berekening en controle door specialisten, veel meer dan er in het korte tijdsbestek van een afstudeerwerk aan kan worden besteed. In het voorgaande is wél aangetoond dat het moet kunnen.

In het eerste seizoen wordt een eerste dijkring opgeworpen, welke de basis vormt voor de definitieve dijk en voldoende beschutting geeft om de werkzaamheden binnen het bekken veilig uit te voeren. In dit eerste seizoen wordt voor wat betreft de baggerwerkzaamheden gerekend met een werkbare periode van een half kalenderjaar, waarin afhankelijk van de uitvoeringsmethode 41 of 176  $\text{hm}^3$  zand wordt verzet. Verder moet in dit eerste seizoen een werkhaven worden gebouwd en worden alvast verschillende voorzieningen

---

aangelegd, zoals een ketenpark en werkplaatsen. Deze laatste activiteiten zijn minder afhankelijk van de omstandigheden en kunnen dus in een ruimere periode worden gepland. Door de beschutte ligging van de baggervaartuigen in de daaropvolgende seizoenen kan de werkbare periode uitgebreid worden tot 40 weken per jaar. Als er voldoende baggermaterieel gemobiliseerd kan worden, kunnen de baggerwerkzaamheden in het bekken binnen 6,5 jaar worden uitgevoerd.

Om de vaartuigen voldoende bewegingsvrijheid te geven, wordt in de bouwfase een geul aan de oost-zuidoostzijde van het bekken open gehouden. Deze wordt voor de ingebruikname van de PAC gesloten. De afsluiting moet van hetzelfde niveau van afdichting en bescherming worden voorzien als de overige dijkdelen.

## 9.4 Uitvoering harde kunstwerken

### 9.4.1 Inleiding

In het voorgaande werd al kort vermeld dat er in de dijk een bouwdok wordt gebouwd, waarin caissons zullen worden gebouwd, die zullen dienen als behuizingen voor de diverse installaties en machines die nodig zijn voor een verantwoord beheer van de PAC. In dit bouwdok zullen de verschillende caissons zo ver mogelijk worden opgebouwd (zodanig dat ze nog net in drijvende toestand het dok kunnen verlaten). Daarna wordt het bouwdok geïnundeerd, waarna een toegang naar het bekken wordt gemaakt. De caissons kunnen dan worden uitgevaren en op hun plaats worden gemanoeuvreerd. In drijvende toestand worden de bouwwerkzaamheden voortgezet. Daarbij zullen de caissons steeds dieper steken. Op een bepaald moment zullen ze op de bodem staan. Daarna vindt afbouw plaats. Doordat de massa van de kunstwerken in deze fase nog steeds groter wordt, neemt de standzekerheid toe tot veilige waarden. Het dok wordt gesitueerd op de locatie van de in-/uitlaatwerken in de dijk. Dit heeft tot gevolg dat de in-/uitlaatwerken geheel in den droge kan worden gebouwd. Deze bouwwijze vereist een zorgvuldige manipulatie met ballast, om de stabiliteit van de caissons tijdens de drijvende fase en de afzinkfase te waarborgen. Om na te gaan of de stabiliteit ge waarborgd kan worden, zijn voor verschillende stadia van de bouw berekeningen gemaakt. Deze zijn opgenomen in bijlage 18.

Ten behoeve van de betonwerken wordt een betoncentrale op de dijk gebouwd, die na afloop van de werkzaamheden kan worden verwijderd (de betoncentrale kan ook nog worden gebruikt voor de aanleg van de verdere infrastructuur op de kruin van de dijk).

Deze methode heeft enkele grote voordelen. Zo hoeft er slechts weinig bemaalingscapaciteit te worden geïnstalleerd ten opzichte van een methode waarbij alle kunstwerken in situ en in den droge worden gebouwd en hoeven er maar heel weinig transportkilometers te worden afgelegd ten opzichte van een methode waarbij op het vasteland caissons worden gebouwd, die vervolgens naar de projectlocatie worden versleept.

In de volgende subparagraaf wordt aangegeven in welke volgorde de verschillende werkzaamheden plaatsvinden, om welke hoeveelheden het gaat en in welk tijdsbestek ze plaats moeten vinden. Hier zijn vele varianten mogelijk met het oog op de grootte van het dok. Er kan bijvoorbeeld worden gekozen voor een groot dok waarin in één gang alle benodigde caissons worden gebouwd, ook kan worden gekozen voor een kleiner dok, dat meerdere keren wordt gebruikt. Uitgegaan wordt van het laatste. Het dok krijgt een bodemoppervlakte van 184x180 m<sup>2</sup>. Het bodemniveau volgt uit de berekeningen die in hoofdstuk 7 zijn beschreven: de bouw van de turbinecaissons is maatgevend, zij steken tijdens drijvend transport ruim 27 meter diep. Op de bodem van het dok wordt eerst een grindlaag gestort, dus de bodem zal op ongeveer HHW-29 me-

---

ter worden aangelegd. Met een normaal springtij op ongeveer LLW+2 meter betekent dit dat de bodem van het bouwdok op circa LLW-27 meter moet worden aangelegd. De turbinecaissons kunnen dan bij HHW worden versleept. Nadat de turbinecaissons uit het dok zijn, kan de bodem van het bekken worden verhoogd, omdat voor de overige werkzaamheden in het dok een minder diep dok vereist is. Dit betekent dat de waterstand gedurende een aantal jaren minder ver hoeft te worden verlaagd, wat een kostenbesparing op het pompen oplevert. Voor de bouw van de turbinecaissons volstaat een bodemniveau van LLW-19 m, voor de bouw van de in-/uitlaatwerken moet een bodemniveau van LLW-23 m worden aangehouden.

Wat het voorgaande betekent voor de bouwvolgorde wordt in paragraaf 9.4.2 uiteengezet. In paragraaf 9.4.3 volgt een korte samenvatting, in bijlage 22 is de globale planning van de bouwwerkzaamheden uitgezet. In bijlage 20 is een serie tekeningen opgenomen, waarin de bouw schematisch is weergegeven.

#### 9.4.2 overzicht werkzaamheden

Na de gereedkoming van het bouwdok en de betoncentrale, kan worden begonnen met de voorbereidende werkzaamheden in het dok. Deze bestaan uit het droogzetten van het dok en het aanleggen van een grindlaag op de bodem van het dok, die bij het onder water zetten van het dok dient om de waterdruk onder de caissons gelijke tred te laten houden met de waterstand in het dok. Tijdens de bouw dient deze laag als stevige fundering voor de caissons. Zoals vermeld in paragraaf 9.4.1 is gekozen voor een bodemoppervlakte van  $184 \times 180 \text{ m}^2$ . Dit maakt de bouw van de turbine- en de drukleidingcaissons in vijf gangen mogelijk (zie bijlagen 19 en 22). Onder een gang wordt verstaan: droogzetten van het dok, grindlaag aanbrengen, caissons bouwen, dok vol laten lopen en doorgang baggeren, caissons verslepen en doorgang dichtmaken. In de eerste twee seizoenen waarin het dok wordt gebruikt, dit zijn het derde en het vierde seizoen van de bouw van de PAC, worden de landhoofdcaissons en de turbinecaissons gebouwd.

De landhoofdcaissons dienen om een overgang van de in-/uitlaatwerken naar de kruin van de dijk te maken (zie paragraaf 7.4). Ze worden in situ en in den droge gebouwd. Naar de landhoofdcaissons is geen onderzoek verricht, maar gezien de ervaringen uit het verleden (zie onder andere [5, 6]) worden er geen problemen verwacht. Het gaat immers om heel eenvoudige betonnen dozen, die worden volgestort met ballastmateriaal.

De bouw van de turbinecaissons (zie paragraaf 7.2) in het dok zal ongeveer twee jaar in beslag nemen. Van de caissons is dan de onderste 32 meter in ruwbouw gereed. De turbinebehuizingen bestaan uit twee grote caissons van ongeveer  $135 \times 75 \times 58 \text{ m}^3$ . In ieder caisson zullen vier turbines (diameter circa 9 meter) met bijbehorende slakkenhuizen en installaties worden ondergebracht. Elk caisson zal worden gebouwd uit circa  $300.000 \text{ m}^3$  beton. In het dok wordt per caisson ongeveer  $113.000 \text{ m}^3$  beton gebruikt. De turbinecaissons kunnen drijvend het dok verlaten. Ze worden vervolgens naar hun locatie versleept, waar ze in het vijfde, zesde en zevende bouwseizoen worden afgezonken en afgebouwd. Gedurende deze periode wordt in elk caisson nog ongeveer  $187.000 \text{ m}^3$  beton verwerkt. De turbines, rotoren, statoren, transformatoren en dergelijke worden pas ingebouwd als de turbinecaissons op de bekkenbodem staan. Dit is logisch: deze zeer dure objecten moeten onder zo veilig mogelijke omstandigheden worden aangebracht, en daarnaast is het economisch gunstig om de duurste zaken zo laat mogelijk te installeren, omdat er dan zo min mogelijk tijd verstrijkt tussen het moment van de investering en de periode waarin deze investering moet worden terugverdiend (minder renteverliezen en gunstiger projectfinanciering).

---

Gedurende het vijfde tot en met het achtste bouwseizoen worden in het dok 32 drukleidingcaissons (zie paragraaf 7.3) gebouwd. De leidingcaissons meten circa  $110 \times 20 \times 20 \text{ m}^3$ . In de drukleidingcaissons worden de stalen drukleidingen en leidingkokers voor de 380 kV-leidingen, de stroomvoorziening in de centrale en de kabels waarmee de centrale wordt bestuurd, opgenomen. De drukleidingen worden zodanig gebouwd, dat ze na plaatsing van de caissons kunnen worden gesteld. Dit wordt gedaan om de leidingen met zo weinig mogelijk energieverliezen te kunnen gebruiken. De afbouw van de drukleidingcaissons vindt plaats gedurende de seizoenen zeven, acht en negen.

De in-/uitlaatwerken, die in de kruin van de dijk worden geplaatst (zie ook tekening PAC-11 in bijlage 12), worden gebouwd in het negende en tiende jaar. Deze in-/uitlaatwerken bestaan uit twee kunstwerken van circa  $90 \times 55 \times 40 \text{ m}^3$ , met een betonvolume van ruim  $114.000 \text{ m}^3$  elk. In de eindsituatie vormen deze twee delen een kunstwerk van 180 meter lengte, met aan weerszijden de landhoofdcaissons. Deze kunstwerken worden zoals vermeld, in situ en in den droge gebouwd. In dit kunstwerk zullen tevens onderkomens voor het personeel en bedieningsruimten voor de centrale worden gebouwd. Vanaf dit kunstwerk wordt ook de 380 kV-verbinding met het vasteland gemaakt. De vormgeving van de in-/uitlaten zelf verdient grote aandacht, omdat een gunstige vormgeving veel energieverliezen kan voorkomen, wat de energieopbrengst ten goede komt. Dat hierdoor het betonwerk wat moeilijker en dus duurder wordt, zal zeker gecompenseerd worden door de hogere energieopbrengst.

Aan de maatvoering van de plaatsing van de caissons worden hoge eisen gesteld. Tevens moeten de caissons heel precies op elkaar worden aangesloten om een zo gunstig mogelijke configuratie te bereiken. Daarom zullen er neus-kin verbindingen of aansluitingen met vertanding moeten worden toegepast. Deze verbindingen kunnen zelfstellend worden gemaakt. Een hoge plaatsingsnauwkeurigheid maakt tevens het waterdicht verbinden van de caissons eenvoudiger. Immers, als er grote afwijkingen moeten worden opgevangen, leidt dit tot dure oplossingen voor de voegen. Daarnaast is het mogelijk om, net zoals dat bij afzinktunnels gebeurt, de caissons met vijzels op betonnen tegels te plaatsen, waarmee extra stel mogelijkheden worden gecreëerd. De ruimte onder de caissons kan dan worden volgegrout.

De caissons worden in ieder geval niet rechtstreeks op het zand gefundeerd. Alvorens de caissons te plaatsen, zal een granulaair filter worden aangebracht. Deze filters voorkomen drukopbouw onder de caissons (water kan door granulaire filters makkelijk afstromen) en bovendien wordt zo de kans op piping als gevolg van een slechte aansluiting van de kunstwerken op de bodem voorkomen. Deze filters moeten uiteraard wel voldoen aan de geldende filtereisen (zie bijvoorbeeld [34]), om uitspoeling van zand door het filter heen onmogelijk te maken.

---

### 9.4.3 samenvatting

In een bouwdok met een vloeroppervlak van  $184 \times 180 \text{ m}^2$ , dat wordt gebouwd in de kruin van de dijk op de locatie van de in-/uitlaatwerken, worden de benodigde caissons gebouwd. In dit dok worden eerst de turbinecaissons gebouwd, vervolgens de drukleidingcaissons en tenslotte de in-/uitlaatwerken. De te bouwen caissons zijn:

- 2 maal 4 caissons ten behoeve van de overgang van de in-/uitlaatwerken naar het dijkprofiel (landhoofdcaissons);
- 2 caissons  $90 \times 55 \times 40 \text{ m}^3$  ten behoeve van de in-/uitlaatwerken, bedieningsruimten en personeels-onderkomens;
- 2 caissons  $135 \times 75 \times 58 \text{ m}^3$  ten behoeve van de turbinebehuizingen;
- 8 maal 4 caissons (circa  $110 \times 20 \times 20 \text{ m}^3$ ) ten behoeve van de drukleidingen en de leidingkokers.

Voor de bouw van de harde kunstwerken zal op de kruin van de dijk een betoncentrale worden gebouwd. Dit is, gezien de grote hoeveelheden te verwerken beton en de grote afstand tot het vasteland (waar het beton vandaan moet komen als er geen centrale wordt gebouwd) zeker rendabel. De bouwwerkzaamheden vinden slechts gedeeltelijk plaats in het dok. Door de beperkte diepte in het dok en de noodzaak tot drijvend transport naar hun definitieve locaties, kunnen de behuizingen niet geheel in het dok worden gebouwd. Omdat het dok echter de beste werkomstandigheden levert zal de caissonbouw wel zoveel mogelijk in het dok geschieden. Daarna worden de caissons in drijvende toestand verder gebouwd. Door de toemende massa zullen ze steeds dieper steken, tot ze op de bodem staan. Daarna worden de caissons afgebouwd. Er worden hoge eisen gesteld aan de plaatsingsnauwkeurigheid. Er wordt daarom gebruik gemaakt van neus-kin-verbindingen. Bovendien wordt gebruikt gemaakt van vitzeltechnieken, ook een techniek uit de afzinktunnelbouw. De caissons zullen worden gefundeerd op granulaire filters. De ruimte tussen de caissons en de bovenzijde van de filters moeten worden volgegrout. De bouw van de kunstwerken zal ongeveer 7,5 bouwseizoenen in beslag nemen. De start valt in het derde bouwseizoen van de PAC, omdat het bouwdok pas tegen het einde van het tweede bouwseizoen gereed komt. Dit houdt in dat de harde kunstwerken halverwege het tiende bouwjaar gereed zijn.

## 9.5 Uitvoering beschermingsconstructies

### 9.5.1 inleiding

Onder beschermingsconstructies worden verstaan: constructies die bodems en taluds beschermen tegen golven en stroming, constructies die de kunstwerken beschermen tegen het binnendringen van vuil en constructies die nodig zijn voor de veiligheid van mens en machine. In de eerste categorie gaat het bijvoorbeeld om granulaire filters, asfaltlagen en geballaste folies of geotextielen. Onder de tweede categorie vallen bijvoorbeeld krooshekken. De derde categorie omvat alle constructies, variërend van een behuizing rondom hoogspanningschakelingen en koelsystemen tot een grijplijn bij de in-/uitlaatwerken en boeien in de buurt van de PAC. In de volgende drie subparagrafen komen deze categorieën aan de orde.

---

### 9.5.2 bodem- en taludbescherming

Op diverse plaatsen in en bij de PAC is het nodig de bodem en de taluds te beschermen tegen golven en stromingen (op het buitentalud ook tegen scheepvaart). Deze plaatsen zijn (zie ook tekening PAC-01 in bijlage 2 en paragraaf 8.3):

- 1). de spuikom in het bekken;
- 2). het hele binnentalud van het bekken;
- 3). de buitenste zone van de bekkenbodem (ongeveer een zone van 200 meter);
- 4). in de bouwfase het buitentalud van kruinniveau tot de zeebodem;
- 5). bij toepassing van een afdichting in de zone met talud 1:100 moet deze afdichting worden beschermd;
- 6). de bodem en de taluds van het inlaatkanaal, zeker als de bodem moet worden afgedicht ter beperking van de kwel.

De aanleg van bovengenoemde constructies moet zeer zorgvuldig worden uitgevoerd, omdat de prestaties en de veiligheid van de PAC voor een deel afhankelijk zijn van deze constructies. Omdat het om zeer grote hoeveelheden materiaal gaat, wordt de aanleg een tijdrovende en kostbare zaak. Er moet dus op tijd mee worden begonnen. In de planning van de bouwwerkzaamheden wordt aangegeven wanneer de verschillende werkzaamheden plaats kunnen vinden.

### 9.5.2 bescherming van kunstwerken

Zoals in een vorig hoofdstuk al werd vermeld is het nodig drijvend (en zwevend) vuil te weren uit de installaties. Uit de literatuur blijkt dat als de bovenkant van inlaatpunten minstens 1,5 meter beneden de waterspiegel komt, drijvend vuil niet meer wordt ingezogen [1]. Krooshekken of soortgelijke installaties kunnen dan achterwege blijven. Omdat de inlaten in de ontworpen situatie aan deze eis voldoen zijn dergelijke installaties dus niet noodzakelijk. Zwevend vuil en zeedieren kunnen echter wel in de installaties terecht komen (zie ook paragraaf 7.4.3) en schade veroorzaken aan de installaties. Aanbevolen wordt om te onderzoeken of het mogelijk is zwevend vuil en zeedieren te weren met een constructie die geen noemenswaardige weerstand oplevert voor het proceswater (de in het algemeen fijnmazige krooshekken leveren een behoorlijke weerstand op, zeker als ze verstopt raken met vuil). Aan de benedenstroomse zijde, dus in het bekken, zijn zeker geen krooshekken nodig, gezien de diepe ligging van de openingen.

### 9.5.3 bescherming van mens en machine

Voor een deel betreft het hier werktuigbouwkundige constructies, zoals de koelinstallaties voor de transformatoren. Dit soort constructies blijft hier buiten beschouwing, omdat ze buiten de context van dit afstudeerproject vallen. Een ander deel betreft vooral behuizingen van machines en installaties, die gevaarlijk kunnen zijn (hoogspanning en dergelijke). Deze behuizingen vallen onder de bouw van de kunstwerken en worden hier verder niet behandeld. De resterende constructies, zoals een grijplijn in het inlaat-/uitlaatkanaal voor drenkelingen en een ring boeien rondom de PAC, zijn allemaal vrij eenvoudige voorzieningen die geen

---

problemen opleveren tijdens de aanleg. Het enige belangrijke is dat de voorzieningen allemaal operationeel zijn als de centrale in gebruik wordt genomen (een ring boeien moet natuurlijk al worden aangelegd voordat het eerste baggerschip aan het werk gaat).

## 9.6 Planning werkzaamheden

### 9.6.1 inleiding

Het moge duidelijk zijn dat de bouw van een PAC geen sinecure is, en veel voorbereiding vereist. In dit afstudeerproject wordt slechts een globaal overzicht van de werkzaamheden gegeven, samengesteld uit de opmerkingen die hieromtrent in de vorige paragrafen zijn gemaakt. Dat wordt in de volgende subparagraaf gedaan. In bijlage 22 wordt het een en ander grafisch weergegeven in een balkenschema, in bijlage 20 wordt in een serie tekeningen de uitvoering verduidelijkt.

Voor de volledigheid wordt nog opgemerkt dat er behalve veel onderzoek en ontwerpwerk, ook nog een geweldige hoeveelheid juridisch en administratief werk gedaan moet worden, voor met de bouw kan worden begonnen. Als bij wijze van spreken morgen wordt besloten de procedures te starten, zal de bouw pas over een aantal jaren kunnen beginnen. Met een bouwtijd van een kleine 10 jaar betekent dit dat de PAC pas ergens tussen 2010 en 2015 operationeel zal zijn.

### 9.6.2 overzicht planning bouwwerkzaamheden

Vanaf het moment dat de eerste werkzaamheden van de bouwfase kunnen beginnen, zal het in totaal een kleine 10 jaar duren voor de PAC in bedrijf wordt genomen. In deze 10 jaar zal ongeveer 727 hm<sup>3</sup> zand worden verzet, en ruwweg 2,5 hm<sup>3</sup> beton, honderdduizenden tonnen staal en tientallen miljoenen tonnen steenachtige materialen worden verwerkt. De afdichtingsmaterialen zijn nog niet meegeteld, omdat nog niet zeker is hoe de afdichtingen zullen worden gemaakt.

De werkzaamheden beginnen met de aanleg van de eerste dijkkring. In stortkaders wordt een ringdijk opgeworpen, waarvan de buitenrand van de kruin samenvalt met die van de definitieve dijk. Deze dijk biedt beschutting en vormt de basis voor de bouw van de rest van de dijk. Tevens moet in het eerste bouwseizoen, waarin naar verwachting 26 werkbare weken zijn, een werkhaven en een toegangseul voor de scheepvaart worden gebouwd. Dit alles moet voldoende worden beschermd tegen stroming en golfaanval. Verder moet een ketenpark worden ingericht en moeten er werkplaatsen en opslagterreinen komen. Deze laatste werkzaamheden zijn minder afhankelijk van het weer en kunnen over een langere periode worden uitgesmeerd, maar kunnen natuurlijk pas beginnen als er voldoende ruimte is geschapen.

In het tweede jaar wordt verder gewerkt aan de dijk. In dit jaar moet in elk geval het bouwdok voor de caissons gereed komen. De dijkbouw concentreert zich verder rond dit dok, tevens wordt de locatie van de landhoofdcaissons in orde gemaakt. Ook nu moet er de nodige aandacht worden besteed aan bodem- en taludbescherming en -afdichting.

In het derde jaar wordt het bouwdok in gebruik genomen. Gedurende dit jaar en het vierde jaar wordt er gewerkt aan de landhoofdcaissons en de turbinecaissons. Tegen het einde van het vierde jaar worden de turbinecaissons uit het dok gesleept. Gedurende het derde en vierde jaar wordt ook volop gewerkt aan het bekken en de dijk en zijn er weer de nodige activiteiten ten behoeve van de afdichting en bescherming van taluds en bodems.

---

In het vijfde bouwjaar wordt in het dok begonnen met de bouw van de drukleidingcaissons. Verder wordt er nog steeds flink gewerkt aan het bekken en de ringdijk. Op de plek waar de turbinebehuizingen komen te staan moet een granulair filter worden aangebracht om ze een stevige fundering te geven. In dit jaar start ook de bouw in de drijvende fase van de turbinebehuizingen.

In het jaar erop komt de ruwbouw van de turbinebehuizingen gereed. Tegen het einde van dit jaar staan de turbinebehuizingen stevig in de bekkenbodem. In het bouwdok komt de tweede serie drukleidingcaissons gereed. De werkzaamheden ten behoeve van de dijk naderen hun einde.

Halverwege het zevende jaar is de dijk gereed (met uitzondering van de toegangseul en het dijkdeel in het inlaatkanaal). In dit jaar wordt ook een deel van de leidingcaissons afgebouwd. In het dok wordt nog gebouwd aan de overige caissons. In de turbinebehuizingen worden in dit jaar de turbines, de rotoren en de statoren geïnstalleerd en vindt afbouw plaats.

Aan het einde van het achtste jaar liggen de laatste drukleidingcaissons op hun plek. Ook in dit jaar wordt er volop gewerkt aan de drukleidingcaissons die in voorgaande jaren gebouwd zijn. Het bouwdok wordt voor de laatste keer in gereedheid gebracht voor bouwwerkzaamheden.

In het negende jaar kan worden begonnen met de bouw van de in-/uitlaatwerken. De laatste drukleidingcaissons worden afgewerkt. Ook wordt een begin gemaakt met de afwerking van het in-/uitlaatkanaal.

In het tiende bouwjaar wordt de toegangseul dichtgemaakt en de ringdijk wordt gesloten. Het deel van de eerste dijkkring, dat dwars over het inlaat-/uitlaatkanaal is aangebracht, wordt verwijderd. Het inlaat-/uitlaatkanaal wordt verder afgewerkt. Ook de in-/uitlaatwerken worden opgeleverd. De betoncentrale kan eventueel worden verwijderd (maar zal waarschijnlijk nog enkele jaren blijven staan om de bouwwerken, benodigd voor de inrichting van de dijkruin, te bouwen).

Halverwege het tiende jaar kan worden begonnen met proefdraaien. Uiterlijk in het begin van jaar elf moet de PAC operationeel zijn.



---

## 10. ECONOMIE

### 10.1 Inleiding

De haalbaarheid van een groot waterkrachtproject als een PAC is meer dan technische haalbaarheid alleen. Met een dergelijk project zijn enorme investeringen gemoeid, die alleen zullen worden gedaan als ze economisch rendabel zijn. Bovendien wil een elektriciteitsproducent op de meest economische wijze elektriciteit produceren en dus zo goedkoop mogelijk willen werken. Als een andere vorm van energieproductie goedkoper uitvalt, zal hij voor die goedkopere vorm kiezen. Waterkracht moet dus kunnen concurreren met andere energiebronnen.

In hoofdstuk 1 werd al vermeld dat een PAC op zich een systeem is dat energie kost, en dat er dus nooit rendabel kan worden geproduceerd zonder voldoende grote verschillen tussen piek- en dal tarieven voor energie. Dit verschiltarief is echter slechts een van de vele factoren die meespelen in de economische haalbaarheid van een PAC. In de jaren tachtig is uitgebreid onderzoek gedaan naar de economische haalbaarheid van energie-opslagsystemen, zoals PAC. Gebleken is toen dat een PAC alleen economisch zinvol is als er voldoende basislastvermogen beschikbaar is, met lage variabele kosten [31]. Daarnaast werd geconcludeerd dat als de basislast met uitsluitend koleneenheden zou worden geproduceerd, de baten/kostenverhouding rond de 1,11 uit zou komen, tegenover 1,23 bij toepassing van een combinatie van kolen en kernenergie (op basis van het NEV middenscenario 2010). Maar zelfs dan zou de economie sterk afhankelijk blijven van fluctuaties in de tarieven en de energievraag. Ook de toepassing van windenergie is in beschouwing genomen. Bij installatie van vermogens van meer dan 1200 MW zou een opslagsysteem interessant kunnen worden, zij het dan dat de bouw van een opslagsysteem, uitsluitend om windvermogen te kunnen installeren tot hoge kosten voor deze windenergie zou leiden. Een opslagsysteem om zowel basislastvermogen als windenergie op te slaan zou wel aantrekkelijk kunnen zijn.

In de volgende paragraaf wordt kort ingegaan op de bouwkosten van een PAC met laag reservoirpeil. Deze kosten worden zeer globaal geraamd. Daarna (paragraaf 10.3) wordt kort ingegaan op de economische haalbaarheid van een PAC met laag reservoirpeil.

### 10.2 Bouwkosten van een PAC met laag reservoirpeil

#### 10.2.1 inleiding

In deze paragraaf wordt een globale kostenraming opgesteld voor de bouw van een PAC met laag reservoirpeil. Er wordt gebruik gemaakt van een schatting, gebaseerd op de verdeling van de investeringen voor de lokatie Brouwersdam [1, 2, 13] in combinatie met enkele gegevens, die uit dit afstudeerproject naar voren komen. Dat deze methodiek discutabel is, staat buiten kijf. Een meer gedetailleerde beschouwing valt echter buiten de context van dit afstudeerproject. De in deze paragraaf opgestelde raming is slechts ter indicatie bedoeld. Daarvoor is de gekozen benadering voldoende.

De kostenverdeling voor de Brouwersdamlocatie wordt behandeld in paragraaf 10.2.2, tevens worden enkele kanttekeningen ten aanzien van de toepasbaarheid van deze verdeling op een PAC met laag reservoirpeil gemaakt. In paragraaf 10.2.3 worden de bouwkosten voor de PAC met laag reservoirpeil geraamd.

---

### 10.2.2 kosten PAC-Brouwersdam

In [13] wordt uitgebreid ingegaan op de bouwkosten voor een PAC op de Brouwersdam-locatie. Hieronder wordt de verdeling van de investeringen over de verschillende onderdelen voor de locatie Brouwersdam voor de gunstigste variant weergegeven:

· bekkendijken:	41%
· turbinebehuizingen:	22%
· elektro-mechanische werken:	25%
· 380 kV-aansluiting:	6%
· onvoorzien:	6%

Deze verdeling zal voor een PAC met laag reservoirpeil niet helemaal opgaan. Dit heeft verschillende oorzaken:

- 1). de grote lengte van de aansluiting op het 380 kV-net;
- 2). de relatief dure betonwerken.

*ad 1:*

De circa 16 km lange aansluiting op het 380 kV-net (tegenover ruim 5 km bij de Brouwersdam-locatie) leidt tot een relatief hoger aandeel van deze post bij de PAC met laag reservoirpeil. De kosten van de 380 kV-aansluiting zijn geraamd op circa hfl. 40.000,- per meter (prijsspeil 1985) voor de Brouwersdamlocatie [13]. Deze leiding kan grotendeels in den droge worden aangelegd. Dit laatste zal bij een PAC met laag reservoirpeil alleen het geval zijn als er een tunnel of een brug wordt aangelegd tussen de PAC en het vasteland. De kosten per meter leiding zullen voor een PAC met laag reservoirpeil daarom waarschijnlijk hoger uitvallen. In dit project wordt uitgegaan van hfl. 50.000,- per meter.

*ad 2:*

De turbinebehuizingen krijgen in de bouwfase enorme belastingen te verwerken en moeten daarom erg zwaar worden uitgevoerd. Bovendien zijn er, ten opzichte van de Brouwersdam-variant, verschillende extra bewerkingen nodig, zoals de vele afzinkoperaties.

### 10.2.3 kostenraming PAC met laag reservoirpeil

Er wordt uitgegaan van de verdeling zoals vermeld in paragraaf 10.2.2, zij het dan dat de post '380 kV-aansluiting' wordt geschat op 13%, en de post 'turbinebehuizingen' op 25%. De post elektro-mechanische werken wordt wat lager ingeschat, namelijk op 15%. Dit omdat deze post vergelijkbaar is met de raming die er in 1986 voor is gemaakt (ongeveer dezelfde prestaties en afmetingen) en de kosten ervan dus nauwelijks hoger zullen uitvallen dan in 1986, wat inhoudt dat de kosten ten opzichte van het totaal dus dalen. Het prijsniveau van 1985 wordt aangehouden, om te kunnen vergelijken met de berekeningen uit de literatuur.

Uit de grondbalans (hoofdstuk 4) volgt dat er een grondverzet van circa 727 miljoen kubieke meter nodig is. Uitgaande van een prijs per kubieke meter van ongeveer hfl. 2,50 volgt dat met dit onderdeel circa 1,8 miljard gulden is gemoed. Hiermee is de dijk echter nog niet gereed: een deel van het buitentalud moet

worden afgedicht, er moet bescherming tegen golfaanval worden aangelegd, etcetera. De bouw van de dijk zal daarom aanmerkelijk meer geld kosten. Geschat wordt dat de kosten op zullen lopen tot ongeveer 2,5 miljard gulden.

Op basis van de verwachte kosten voor de dijk en de aangepaste verdeling, volgt de onderstaande raming van de bouwkosten van de PAC met laag reservoirpeil:

· bekkendijken:	41% =	2,5 miljard
· turbinebehuizingen:	25% =	1,5 miljard
· elektro-mechanische werken:	15% =	0,9 miljard
· 380 kV-aansluiting:	13% =	0,8 miljard
· onvoorzien:	6% =	0,4 miljard
	totaal	6,1 miljard

### 10.3 Economische haalbaarheid van een PAC met laag reservoirpeil

Geschat is dat de bouw van een PAC met laag reservoirpeil ongeveer 6,1 miljard gulden zal kosten. Dit is aanmerkelijk meer dan een PAC met een hoog gelegen bekken [13]. Voor een dergelijk alternatief moet ongeveer 3,6 miljard gulden worden uitgetrokken (prijspeil 1985, inclusief onvoorziene kosten, exclusief kosten opdrachtgever en kosten gedetailleerd ontwerp en bouwbegeleiding). Uitgaande van de gunstigste baten/kostenverhouding van 1,23 voor PAC-Brouwersdam volgt voor de baten/kostenverhouding van de PAC met laag reservoirpeil:

$$\frac{B}{K_{\text{PAC,laag}}} = \frac{3,6}{6,1} \cdot 1,23 = 0,73$$

Bij deze zeer grove benadering wordt ervan uitgegaan dat de baten vergelijkbaar zijn met die uit 1985. De verhuur van grond wordt hierna in de baten verwerkt. Opgemerkt wordt dat deze benadering in de ogen van economen weinig genade zal vinden. De benadering dient echter uitsluitend ter illustratie van de twijfelachtige economische haalbaarheid van de PAC met laag reservoirpeil.

De benadering laat zien dat een PAC met laag reservoirpeil niet rendabel zal zijn, uitgaande van de genoemde cijfers. Echter, bij het gepresenteerde alternatief komt circa 1000 hectare grond beschikbaar. Deze grond kan worden verkocht/verhuurd, en daarmee kan veel geld worden verdiend, waardoor de baten/kostenverhouding er beter uit zal komen te zien. Als bijvoorbeeld deze 1000 hectare gedurende 50 jaar (de geplande economische levensduur van de PAC) voor hfl. 20,-/jaar/m<sup>2</sup> worden verhuurd, dan brengt de verhuur van de grond, teruggerekend naar de huidige contante waarde (rentevoet 4%, [13]), 1,8 miljard gulden op (zie bijlage 23). Ter vergelijking: in de Rotterdamse haven worden prijzen tussen fl. 15,- en fl. 25,- per m<sup>2</sup> per jaar aangehouden. In Rotterdam wordt bovendien jaarlijks gecorrigeerd voor inflatie. Deze correctie levert extra geld op, maar wordt in dit afstudeerproject niet meegerekend, vanwege de grote onzekerheden in de grootte van de jaarlijkse inflatie. Voor de baten/kostenverhouding van de PAC met laag reservoirpeil volgt dan:

$$\frac{B}{K_{\text{PAC,laag}}} = \frac{0,73 \cdot 6,1 + 1,8}{6,1} = 1,03$$

---

De PAC met laag reservoirpeil blijkt dan wel rendabel te kunnen zijn. De waarde 1,03 geeft echter wel aan dat de rentabiliteit erg laag is. Kleine tegenslagen kunnen al betekenen dat er met verlies wordt geproduceerd.

#### 10.4 Conclusie

De aanleg van een PAC met laag reservoirpeil zal, volgens een zeer globale kostenraming, ongeveer 6,1 miljard gulden kosten. Zonder verhuur of verkoop van de 1000 hectare grond, welke beschikbaar is op de kruin van de dijk, zal de baten/kostenverhouding lager dan 1 uitvallen en dus niet rendabel zijn. Als de grond echter voor een reëel bedrag wordt verhuurd (hfl. 20,-/jaar/m<sup>2</sup>, zie paragraaf 10.3), dan blijkt de PAC wel rendabel te kunnen zijn. Overigens blijft de conclusie uit [31], dat de rentabiliteit sterk afhankelijk is van fluctuaties in brandstofprijzen onverminderd van kracht, omdat deze de baten sterk beïnvloeden. Hieraan wordt nog toegevoegd dat hogere huurprijzen de rentabiliteit sterk verbeteren.

---

## 11. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

### 11.1 Inleiding

Er is een globaal ontwerp opgesteld voor een PAC met laag reservoirpeil. Diverse belangrijke onderdelen zijn onderzocht. Aan het uitgevoerde onderzoek zijn verschillende conclusies te verbinden. Deze zijn opgenomen in paragraaf 11.2. Daarnaast blijven er nog diverse vragen onbeantwoord, omdat binnen de beperkte mogelijkheden van een afstudeerproject niet altijd alle onderdelen de aandacht krijgen die ze verdienen. Daarom worden er diverse aanbevelingen voor verder onderzoek gedaan. Deze aanbevelingen vormen het onderwerp van paragraaf 11.3.

### 11.2 Conclusies

Uit de gevonden resultaten volgt dat de bouw van een PAC met laag reservoirpeil mogelijk is. Als aan bepaalde voorwaarden wordt voldaan, kan de PAC ook rendabel zijn. Om een gedegen oordeel mogelijk te maken, moet echter nog veel onderzoek worden verricht. De bouwkosten zijn (zeer globaal) geraamd op 6,1 miljard gulden (prijsspeil 1985, exclusief btw, kosten opdrachtgever, kosten detailontwerp en bouwbegeleiding). In hoofdstuk 10 is een baten/kostenverhouding van 1,03 berekend. Deze waarde geeft aan dat kleine tegenvallers (zowel qua kosten als qua baten) al kunnen leiden tot baten/kostenverhoudingen van minder dan 1,0!

Vooraf de geohydrologische eigenschappen van de bodem moeten worden nagegaan. Deze blijken van groot belang te zijn voor de te verwachten kweldebieten en dus voor de exploitatie van de PAC. Het belang van goede bodemomstandigheden blijkt vooral uit het feit dat technische maatregelen ter beperking van de kwel (diepwanden en degelijke) bij de huidige stand van de techniek geen grote invloed op de kweldebieten kunnen uitoefenen. Alleen afdichting van het buitentalud van de dijk is effectief gebleken voor de beperking van de kweldebieten. Bij kleine doorlatendheden van de bodem kan met afdichting over een veel kleiner gebied worden volstaan dan bij grotere k-waarden in de bodem, om tot hetzelfde kweldebiet te komen. De bij de aangenomen omstandigheden te verwachten kweldebieten liggen op ongeveer 1,2 miljoen kubieke meter per etmaal, hetgeen op weekbasis overeenkomt met 4,7% van het procesvolume. Dit houdt weliswaar in dat er kosten moeten worden gemaakt om dit debiet af te pompen, maar het probleem is kleiner dan bij aanvang van het afstudeerwerk werd gevreesd.

Bij de bouw van het bekken komt erg veel grond vrij. Alle grond wordt verwerkt in de dijk, zodat er een zeer brede dijkruin ontstaat. Er ontstaat zo een netto-oppervlakte van ongeveer 1000 ha, die verhuurd kan worden. Deze baten zijn van groot belang voor de rentabiliteit van de PAC: zonder inkomsten uit verhuur (of eventueel verkoop) van de beschikbare oppervlakte zal de PAC niet rendabel zijn.

De ontworpen dijk is veilig gebleken. Zonder dat de dijk onveilig wordt, kan er met wat steilere taluds worden gewerkt. Wel moet er voor worden gezorgd dat de dijk te bouwen is: met de gangbare stort- en spuittechnieken kunnen zonder extra maatregelen geen erg steile taluds worden gebouwd. Met behulp van stort-/spuitkades is de bouw van steilere taluds wél mogelijk.

De beschreven uitvoeringsmethode lijkt de enig haalbare. Bij een volledig droge bouwmethode zal een flink deel van de bouwkosten opgaan aan bemaling, maar kan er wel snel worden gebouwd. Bij een bouwmethode met een dok op het vasteland zullen de transportkosten erg hoog worden, maar zullen er

---

minder kosten worden gemaakt voor de bouw en het onderhoud van het dok dan bij het gekozen alternatief. De ontwikkelde bouwmethode verenigt de voordelen van deze twee methodes en beperkt de nadelen sterk. De PAC kan in minder dan 10 jaar worden gebouwd.

De fundering zal naar verwachting geen onoverkomelijke problemen opleveren. De turbine-behuizingen zullen tot veel lagere korrelspanningen leiden dan er nu op het funderingsniveau heersen, zodat de bodem onder de turbinebehuizingen zich zeer stijf zal gedragen. Grote zettingsverschillen zijn daar dus niet te verwachten. Onder de in-/uitlaatwerken in de kruin van de dijk ligt dat anders. Na optimalisatie van het ontwerp zal de vloerdruk weliswaar lager zijn dan in het gepresenteerde ontwerp, maar nog steeds hogere korrelspanningen geven dan in de ongestoorde situatie het geval is. Dit hoeft geen probleem te zijn, omdat er ter plaatse van de in-/uitlaatwerken voldoende gelegenheid is voor verbetering van de situatie. Ten eerste zal door de bouw van verschillende caissons in het bouwdok enige verdichting van de bodem optreden en zal een deel van de zettingen al optreden voordat de in-/uitlaatwerken worden gebouwd. Ten tweede zal er enige verdichting ontstaan doordat het dok diverse keren wordt drooggezet. Door het onttrekken van water aan de bodem zal de pakking van de bodem ook dichter worden. Tenslotte wordt de bovenste 9 à 10 meter van de zeebodem afgegraven, ten behoeve van de bouw van de turbinecaissons. Nadat de turbinecaissons uit het dok zijn geslept, wordt de bodem weer opgehoogd. Deze ophoging kan goed worden verdicht, zodat er minder zetting op zal treden.

### 11.3 Aanbevelingen voor verder onderzoek

Alvorens kan worden gesteld dat een PAC met laag reservoirpeil haalbaar is, moet er nog veel onderzoek worden gedaan. Dit dient zich op drie hoofdpunten te richten:

1. geohydrologisch onderzoek;
2. onderzoek alternatieve locaties;
3. ontwerp van kunstwerken.

In de volgende drie subparagrafen worden deze punten kort behandeld.

#### 11.3.1 geohydrologische omstandigheden

De geohydrologische omstandigheden van de kwartaire lagen in het Noordzeebekken zijn van groot belang voor de te verwachten kweldebieten en dus voor de rentabiliteit van de PAC. Over deze omstandigheden is slechts weinig bekend. Bodemonderzoek op de Noordzee richt zich vooral op oudere lagen (olie- en gaswinning), of op de toplaag (oppervlaktedelfstoffen). Aanbevolen wordt om op potentiële locaties een globale meetcampagne uit te voeren. Aan de hand van de resultaten van deze campagne kan worden bepaald welke locaties de beste zijn, wat betreft de kweldebieten. Met een uitgebreide meetcampagne kan de beste locatie worden bepaald. Met het oog op de verbindingen tussen het vasteland en de PAC moet worden gezocht naar een locatie dicht onder de kust en met het oog op de te maken kruinbreedte moet een locatie met vrij ondiep water worden gekozen. Wel moet worden gezorgd voor goede aan- en afvoermogelijkheden van proceswater. Bovendien mag de PAC niet leiden tot een grondwaterstandsverlaging op het vasteland.

---

De gevolgen van een PAC met laag reservoirpeil op de morfologie van het Noordzeebekken zijn niet onderzocht. Dit moet wel gebeuren. De PAC kan namelijk leiden tot veranderingen in de morfologie van de kustzone en in de stromingspatronen.

### 11.3.2 alternatieve projectlocaties

De gekozen projectlocatie is niet zonder meer de beste. Zeker als uit geohydrologisch onderzoek blijkt dat op andere locaties de PAC rendabeler kan werken, moet worden overwogen of de huidige gebruikers van die locaties niet elders hun activiteiten kunnen ontplooiën.

### 11.3.3 kunstwerken

Het ontwerp van de kunstwerken moet worden geoptimaliseerd. De gemaakte ontwerpen zijn zeer globaal en veelal gebaseerd op tamelijk conservatieve uitgangspunten. Dit heeft geleid tot zeer grote en zware constructies. Een optimalisatie zal duidelijk kostenbesparend werken.

#### *ringdijk*

De dijk kan onder andere worden geoptimaliseerd door de zone in het buitentalud met een helling van 1:100 weg te laten. De zeewering kan zodanig worden ontworpen, dat ook aanvaringsbelastingen kunnen worden opgevangen, zonder dat bebouwing direct achter de zeewering beschadigd wordt. Het vrijgekomen volume grond kan worden gebruikt om de kruin van de dijk extra breed te maken, zodat er meer oppervlakte beschikbaar komt voor verhuur/verkoop. Bovendien kan met steilere taluds worden gewerkt, zonder dat de veiligheid van de dijk in het geding komt. Of dit tot een gunstigere baten/kostenverhouding leidt is niet zeker, omdat de oppervlakte van de dijkruin verandert als er met andere taluds wordt gewerkt.

Ten behoeve van het ontwerp van de stort-/spuitkades zou onderzoek naar de plaatsvastheid van geotextielworsten onder verval nuttig kunnen zijn. Als er een eenvoudige, goedkope methode wordt gevonden om de plaatsvastheid voldoende te garanderen, hoeft niet meer met kades van steenachtige materialen te worden gewerkt, zodat flink kan worden bespaard op de aanschaf en het transport van materiaal (het voor de vulling van de geotextielworsten benodigde zand is al op de projectlocatie aanwezig).

De afsluiting van de toegangseu is niet onderzocht. Bekeken moet worden op welke wijze deze afsluiting het beste tot stand kan worden gebracht. Er zijn diverse alternatieven mogelijk, variërend van een zandsluiting tot een sluiting met caissons. Welk alternatief het beste is hangt onder meer af van de doorsnede van de eu, de optredende stroomsnelheden in de eu en de beschikbare materialen.

#### *harde kunstwerken*

De aansluitingen tussen de verschillende kunstwerken zijn niet onderzocht. Gezien de hoge belastingen en de extreme diepte waarover verschillende caissons moeten worden afgezonden, moet er veel aandacht worden geschonken aan het ontwerp en de uitvoeringsmethode van de aansluitingen. Met zelfrichtende verbindingen en getande verbindingen kan een deel van de problematiek worden opgelost. Bovendien wordt het dan ook minder moeilijk om te voldoen aan de hoge eisen die aan de plaatsnauwkeurigheid worden gesteld.

Verder is gebleken dat de ontworpen behuizingen kunnen worden geoptimaliseerd. Vooral het ontwerp van de in-/uitlaatwerken kan veel lichter. Dit zal zeker tot lagere bouwkosten leiden. Ten behoeve van

---

het optimaliseren van de vormgeving van de in-/uitlaten zelf, moet modelonderzoek worden verricht. Ook de optimale vormgeving van de straalbuizen in de turbinebehuizingen moet worden vastgesteld aan de hand van modelproeven.

*bijkomende werken*

Aan het ontwerp van de bijkomende werken is nauwelijks aandacht besteed. Deze onderdelen mogen zeker niet worden vergeten als het ontwerp verder wordt uitgewerkt. Het onderzoek moet zich vooral richten op de vormgeving van de benodigde filters en afdichtingslagen, omdat deze in hoge mate bijdragen aan de beperking van de kweldebieten. Bovendien zijn ze belangrijk voor een gelijkmatige verdeling van lasten op de bodem en op de kunstwerken.



---

## LITERATUUR

1. Pomp Accumulatie Centrale Fase 2 - Hoofdrapportage Brouwersdam en IJsselmeer, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
2. PAC Fase 2 - Samenvattende rapportage, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
3. PAC Fase 2 - Deelrapportage Bekkendijken Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
4. PAC fase 2 - Bijlagen Bekkendijken Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
5. PAC fase 2 - Deelrapportage Turbinebehuizingen Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
6. PAC fase 2 - Bijlagen Turbinebehuizingen Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
7. PAC fase 2 - Deelrapportage Pompturbines Brouwersdam en IJsselmeer, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
8. PAC fase 2 - Bijlagen KEMA, elektrische installaties Brouwersdam en IJsselmeer, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
9. PAC fase 2 - Bijlagen Neyrpic, studie pompturbines Brouwersdam en IJsselmeer, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
10. PAC fase 2 - Deelrapportage Morfologie Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
11. PAC fase 2 - Deelrapportage Veiligheid Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
12. PAC fase 2 - Deelrapportage Optimalisatie Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
13. PAC fase 2 - Deelrapportage Kosten Brouwersdam, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
14. PAC fase 2 - Deelrapportage Bekkendijken IJsselmeer, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
15. PAC fase 2 - Bijlagen Bekkendijken IJsselmeer, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
16. PAC fase 2 - Deelrapportage Optimalisatie IJsselmeer, PAC-projectgroep, Utrecht, december 1986
17. Nieuw plan Lievense voor Razende Bol bij Texel, ir. L.W. Lievense, gepubliceerd in De Ingenieur, nr. 3, maart 1985
18. Een pomp accumulatie centrale in Nederland, L. Gilde et al, gepubliceerd in I<sup>2</sup>-Bouwkunde en Civiele Techniek, no. 11, 1985
19. Civiele werken voor een PAC in Nederland, L. Gilde, gepubliceerd in I<sup>2</sup>-Bouwkunde en Civiele Techniek, no. 9, 1986
20. Design of seawalls and dikes - Including overview of revetments, K.W. Pilarczyk, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouw, Delft, gepubliceerd in Coastal Protection, Balkema, Rotterdam, 1990
21. Flemish Bight - kaartblad 'Holocene en oppervlaktensedimenten', British Geological Survey en Rijks Geologische Dienst, Haarlem, 1984
22. Flemish Bight - kaartblad 'Geologie van het kwartair', British Geological Survey en Rijks Geologische Dienst, Haarlem, 1984
23. Geologie van Nederland - kaartblad Oppervlaktedelfstoffen, Rijks Geologische Dienst, Haarlem, 1986
24. Getijtafels voor Nederland 1995, Rijksinstituut voor Kust en Zee, Sdu Uitgeverij Koninginnegracht, 's-Gravenhage, 1994

- 
25. Grondmechanica, prof.dr.ir. A. Verruijt, DUM, 1990
  26. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - deel 1 - bovenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, 1985
  27. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - deel 2 - benedenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Uitgeverij Waltman, Delft, 1989
  28. Noordzeeatlas voor het Nederlands beleid en beheer, ICONA, Stadsuitgeverij, Amsterdam, 1992
  29. Stroomatlas - Noordzee HP19, Chef der Hydrografie van de Koninklijke Marine, 's-Gravenhage, 1992
  30. Coastal Engineering - Volume 1 - Introduction - Dictaat F11a, W.W. Massie, P.E, TU-Delft, 1986
  31. Energiewaterbouwkunde - Dictaat F20, ir. J. van Duivendijk, TU-Delft, Februari 1993
  32. Geohydrologisch onderzoek - Dictaat F15c, ir. R.H. Boekelman, TU-Delft, 1992
  33. Grondwatermechanica - Handleiding bij het college B90, prof.dr.ir. A. Verruijt, TU-Delft, 1995
  34. Introduction to bed, bank and shore protection - Engineering the interface of soil and water, dictaat F4, ir. G.J. Schiereck, TU-Delft, september 1993
  35. Seminar Design and Construction of Large Coastal and Offshore Structures (vervangende bijlage 12 bij Dictaat G22), prof.ir. Ch.J. Vos, Technische Universiteit Delft, september 1995
  36. Mseep, user's manual pc-model - Delft Geotechnics, november 1995
  37. Gebruikershandleiding Seep/1 - Delft Geotechnics, augustus 1977
  38. Voorlopige gebruikershandleiding Seep/3 - Delft Geotechnics
  39. User's manual pc-model MSTAB - earth slope stability using Bishop & Cu methods, Grondmechanica Delft, oktober 1996
  40. PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses - Version 6, P.A. Vermeer & R.B.J. Brinkgreve, A.A. Balkema, Rotterdam, 1995
  41. NEN6720 - TGB 1990 - Voorschriften Beton, Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1990), NNI/CUR, Delft, september 1991
  42. NEN6740 - Geotechniek - TGB 1990 - Basiseisen en belastingen, NNI, Delft, december 1991
  43. The Times Atlas of the world - comprehensive edititon, Times Books London, 1983

# BIJLAGE 1

Toelichting grondbalans

## TOELICHTING GRONDBALANS

In de eerste kolom (zie de tabel, getiteld 'Grondbalans') is de gemiddelde valhoogte uitgezet. Deze loopt in stappen van vijf meter op van 25 meter tot 95 meter. In de tweede kolom zijn de bijbehorende pendelende schijfdikten uitgezet. De dikte van de pendelende schijf is vastgesteld op:

$$H_{pen} = 0,25 \times H_{gem}$$

De waarde 0,25 volgt uit het gegeven dat waterturbines slechts in een beperkt valhoogtebereik optimaal presteren. Valhoogtevariaties in de orde van 10-13% ten opzichte van de gemiddelde valhoogte zijn toelaatbaar. Dit heeft tot gevolg dat een pendelende schijfdikte van circa 25% van de gemiddelde valhoogte toelaatbaar is.

In de derde kolom is het volume van de pendelende schijf berekend, in de vierde kolom het gemiddelde debiet, behorend bij de gemiddelde valhoogte. Dit is gedaan met behulp van de formules, ontleend aan [18]:

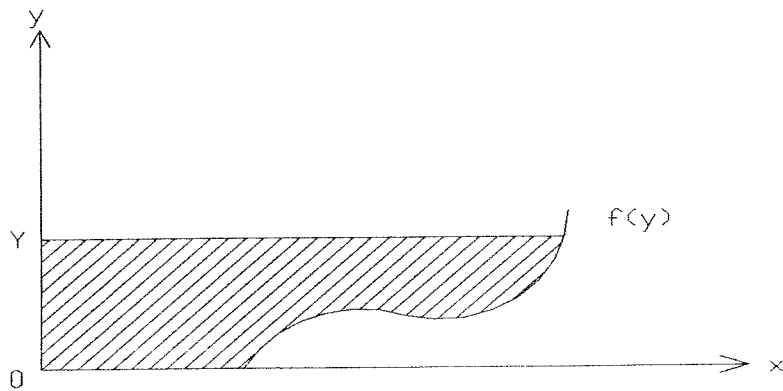
$$E_{pot} = V \times \rho \times g \times H_{gem}$$
$$P = \rho \times g \times H_{gem} \times Q$$

De potentiële energie  $E_{pot}$  volgt uit het PVE (zie hoofdstuk 2), ze bedraagt 30 GWh. Het volume  $V$  is een onbekende. De dichtheid van water  $\rho$  is gesteld op  $1025 \text{ kg/m}^3$  (zeewater). De gravitatieversnelling  $g$  is  $9,81 \text{ m/s}^2$ . Het garantievermogen  $P$  is gelijk aan 1500 MW (zie PVE). Het gemiddelde debiet in de turbinefase  $Q$  is de tweede onbekende in deze vergelijkingen. Met de genoemde waarden en formules volgt:

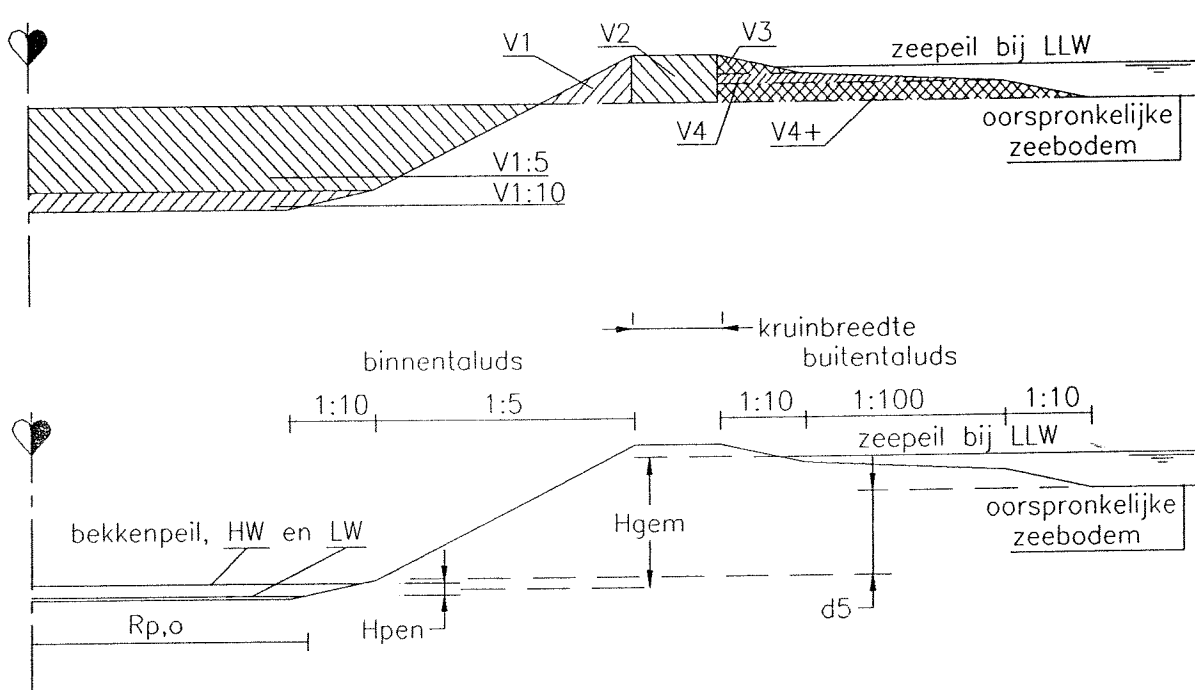
$$V = \frac{E_{pot}}{\rho \times g \times H_{gem}} = \frac{30 \cdot 10^9 \times 3600}{1025 \times 9,81 \times H_{gem}} \cong \frac{10,8 \cdot 10^9}{H_{gem}}$$
$$Q = \frac{P}{\rho \times g \times H_{gem}} = \frac{1500 \cdot 10^6}{1025 \times 9,81 \times H_{gem}} \cong \frac{150 \cdot 10^3}{H_{gem}}$$

In de kolom, gelabeld  $R_{p,o}$  wordt de straal van het reservoir, gemeten aan de onderzijde van de pendelende waterschijf, berekend (zie figuur 2). De basis voor deze berekening wordt gevormd door de zogenaamde omwentelingslichamen. Voor een willekeurige functie  $f(y)$  volgt, bij wenteling om de  $y$ -as (zie ook figuur 1):

$$V = \pi \times \int_0^Y (f_y)^2 dy$$



figuur 1: Voorbeeld omwentelingslichaam.



figuur 2: Overzicht van in grondbalans gebruikte symbolen.

Voor het omwentelingslichaam met een volume gelijk aan  $V_{pen}$  volgt nu:

$$V_{pen} = \pi \times \int_0^{H_{pen}} (R_{p,o} + 10 \times y)^2 dy$$

Uitwerken en omschrijven naar  $R_{p,o}$  levert op:

$$R_{p,o} = \frac{-10 \times \pi \times H_{pen}^2 \pm \sqrt{98 \frac{2}{3} \times \pi^2 \times H_{pen}^4 + 4 \times \pi \times H_{pen} \times V_{pen}}}{2 \times \pi \times H_{pen}}$$

Alleen de oplossing waarin de tweede term in de teller wordt opgeteld bij de eerste term levert zinnige uitkomsten op.

In de volgende kolom wordt de evenwichtsbreedte van de kruin van de dijk weergegeven. Dit is gedaan door met behulp van de computer iteratief de volgende vergelijking op te lossen:

$$V_{uit} = 1,50 \times V_{dijk}$$

Deze termen komen hierna aan de orde. Om dit te kunnen doen moeten echter eerst enkele andere kolommen van de tabel worden toegelicht.

In de zevende kolom van de tabel wordt bij elke gemiddelde valhoogte  $d_5$  berekend. De term  $d_5$  staat (zie figuur 2) voor de diepte van de overgang op het binnentalud van 1:5 naar 1:10, ten opzichte van de oorspronkelijke zeebodem. Deze term is nodig voor de berekening van diverse volumes van omwentelingslichamen. De waarde van  $d_5$  volgt uit:

$$d_5 = H_{gem} - \frac{1}{2}H_{pen} - 2 - 17,75$$

De waarde 2 volgt uit het gegeven dat boven de hoogste waterstand in het bekken ( $H_{gem} - 0,5 \times H_{pen}$ ) het talud 1:10 nog 2 hoogtemeters wordt voortgezet met het oog op golfoploop en dergelijke. De waarde 17,75 komt overeen met de zeediepte ter plaatse bij LLW.

De kolom  $V_{1:10}$  geeft de waarden van de volumes van de omwentelingslichamen van het onderste deel van het bekken, te weten dat deel van het bekken waar het talud 1:10 is. De waarden volgen, analoog aan de bepaling van  $V_{pen}$ , uit:

$$V_{1:10} = \pi \cdot \int_0^{H_{pen}+7} (10y + R_{p,o} - 50)^2 dy$$

$$V_{1:10} = \pi \cdot \left( \frac{100}{3} \cdot (H_{pen} + 7)^3 + 10 \cdot (R_{p,o} - 50) \cdot (H_{pen} + 7)^2 + (R_{p,o} - 50)^2 \cdot (H_{pen} + 7) \right)$$

De term tussen haken in de eerste formule geeft de functie  $f(y)$  weer, die overeenkomt met het verloop van het talud. De waarde 50 volgt uit het gegeven dat de laagste waterstand in het bekken circa 5 meter boven de bekkenbodem ligt. De straal van het bekken op de bodem is dus gelijk aan  $R_{p,o} - 5 \times 10$  meter (het talud is 1:10, dit leidt ook tot  $10 \cdot y$ ). Uitwerken leidt tot de tweede formule.

Geheel analoog hieraan vertegenwoordigt de kolom ' $V_{1:5}$ ' de volumes van de omwentelingslichamen van het deel van het bekken met talud 1:5 (zie figuur 2). De formules voor deze volumes luiden:

$$V_{1:5} = \pi \cdot \int_0^{d_5} (5y + R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2))^2 dy$$

$$V_{1:5} = \pi \cdot \left( \frac{25}{3} d_5^3 + 5 \cdot (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2)) \cdot d_5^2 + (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2))^2 \cdot d_5 \right)$$

De term  $R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2)$  in de eerste vergelijking is gelijk aan de straal van het bekken op de overgang van 1:10 naar 1:5 op het binnentalud.

De termen  $V_{1;10}$  en  $V_{1;5}$  vormen samen de term  $V_{uit}$ . Ze stellen de uit te baggeren hoeveelheid grond per valhoogte voor. De volgende vijf kolommen, gelabeld  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_3$ ,  $V_4$  en  $V_{4+}$ , stellen de volumes van de verschillende delen van de dijk voor (zie figuur 2 voor de corresponderende delen). Voor  $V_1$  geldt:

$$V_1 = \pi \cdot \int_0^{17,75+7} \left( (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7))^2 - (5y + R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5d_5)^2 \right) dy$$

$$V_1 = \pi \cdot \left( (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7))^2 \cdot (17,75 + 7) - \frac{25}{3} \cdot (17,75 + 7)^3 \right. \\ \left. - 5 \cdot (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5d_5) \cdot (17,75 + 7)^2 - (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5d_5)^2 \cdot (17,75 + 7) \right)$$

De eerste term tussen haken in de eerste vergelijking geeft de rechterbegrenzing (zie figuur 2) van  $V_1$  weer. De getallencombinatie  $17,75+7$  stelt de kruinhoogte van de dijk boven de oorspronkelijke zeebodem voor. De kruin komt namelijk te liggen op 7 meter boven LLW en LLW ligt op 17,75 meter boven de oorspronkelijke zeebodem. De tweede term tussen haken in de eerste vergelijking geeft de linkerbegrenzing (zie figuur 2) van  $V_1$  weer. Uitwerken levert de tweede vergelijking op, welke is ingevoerd in de spreadsheet.

Voor  $V_2$  volgt:

$$V_2 = \pi \cdot \int_0^{17,75+7} \left( (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr})^2 - (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7))^2 \right) dy$$

$$V_2 = \pi \cdot \left( (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr})^2 - (R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7))^2 \right) \cdot (17,75 + 7)$$

Ook in de eerste vergelijking voor  $V_2$  stellen de termen tussen haken weer de rechter- en de linkerbegrenzing van het omwentelingslichaam voor. De variabele  $\text{kruinbr}$  is de evenwichtskruinbreedte, behorend bij een bepaalde gemiddelde valhoogte. Uitwerken levert weer de tweede vergelijking.

Voor  $V_3$  (zie figuur 2) volgt:

$$V_3 = \pi \cdot \int_{17,75-5}^{17,75+7} \left[ \left( -10y + R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} + 10 \cdot (17,75 + 7) \right)^2 - \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right)^2 \right] dy$$

De begrenzingen in y-richting liggen nu op kruinniveau (17,75+7 meter) en 5 meter beneden LLW (17,75-5 meter). De termen tussen haakjes geven weer de begrenzingen in x-richting aan (zie ook figuur 2). Uitwerken levert op:

$$V_3 = \pi \cdot \left[ \begin{array}{l} \left[ \frac{100}{3} \cdot (17,75+7)^3 - 10 \cdot \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right) \cdot (17,75+7) \right. \\ \left. (17,75+7)^2 + \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} + 10 \cdot (17,75+7) \right)^2 \cdot (17,75+7) \right. \\ \left. (17,75+7) - \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right)^2 \cdot (17,75+7) \right] \\ - \\ \left[ \frac{100}{3} \cdot (17,75-5)^3 - 10 \cdot \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right) \cdot (17,75-5) \right. \\ \left. (17,75-5)^2 + \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} + 10 \cdot (17,75+7) \right)^2 \cdot (17,75-5) \right. \\ \left. (17,75-5) - \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right)^2 \cdot (17,75-5) \right] \end{array} \right]$$



Voor  $V_4$  (zie figuur 2) wordt gevonden:

$$V_4 = \pi \cdot \int_{17,75-10}^{17,75-5} \left[ \begin{array}{l} \left( -100y + R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) \right)^2 \\ + \text{kruinbr} + 120 + 100 \cdot (17,75 - 5) \end{array} \right] - \left[ \begin{array}{l} \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right)^2 \end{array} \right] dy$$

Het getal 120 volgt uit de 12 meter (verticaal gemeten) waarop het buitentalud 1:10 is, daarna begint pas de zone met talud 1:100. Uitwerken levert op:

$$V_4 = \pi \cdot \left\{ \begin{array}{l} \left[ \begin{array}{l} \frac{10000}{3} \cdot (17,75 - 5)^3 - 100 \cdot \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) \right) \cdot (17,75 - 5)^2 \\ + \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) \right)^2 \cdot (17,75 - 5) - \\ \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right)^2 \cdot (17,75 - 5) \end{array} \right] - \\ \left[ \begin{array}{l} \frac{10000}{3} \cdot (17,75 - 10)^3 - 100 \cdot \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) \right) \cdot (17,75 - 10)^2 \\ + \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) \right)^2 \cdot (17,75 - 10) - \\ \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right)^2 \cdot (17,75 - 10) \end{array} \right] \end{array} \right\}$$

Voor  $V_{4+}$  (zie ook weer figuur 2) volgt tenslotte:

$$V_{4+} = \pi \cdot \int_0^{17,75-10} \left[ \begin{array}{l} -10y + R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) \\ + \text{kruinbr} + 120 + 500 + 10 \cdot (17,75 - 10) \end{array} \right]^2 - \left[ \begin{array}{l} R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) \\ + \text{kruinbr} \end{array} \right]^2 dy$$

Het getal 500 vertegenwoordigt de horizontale afmeting van de zone met talud 1:100. Uitwerken levert op:

$$V_{4+} = \pi \cdot \left[ \begin{array}{l} \frac{100}{3} \cdot (17,75 - 10)^3 - 10 \cdot \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \right) \cdot (17,75 - 10)^2 \\ + \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \right)^2 \cdot (17,75 - 10) \\ - \left( R_{p,o} + 10 \cdot (H_{pen} + 2) + 5 \cdot (d_5 + 17,75 + 7) + \text{kruinbr} \right)^2 \cdot (17,75 - 10) \end{array} \right]$$

In de daaropvolgende kolom, gelabeld '1,50 x  $V_{dijk}$ ' worden de volumes uit de vijf voorgaande kolommen opgeteld en vermenigvuldigd met een factor 1,5. Dit is gedaan om rekening te houden met materiaalverliezen, die tijdens het spuiten/storten ongetwijfeld zullen optreden. Rekening is gehouden met een verlies van ongeveer een derde deel van het uitgebaggerde materiaal. Deze aanname is vrij hoog gekozen (gangbare waarden liggen eerder in de buurt van een vierde deel) om er zeker van te zijn dat de werkelijke situatie alleen maar beter kan uitpakken. De laatste kolom in de grondbalans, in welke alleen maar nullen staan, is opgenomen om de computer te kunnen laten itereren. Met behulp van deze kolom, waarin de formule  $V_{uit} - 1,50 \times V_{dijk}$  wordt uitgerekend, kan iteratief de juiste waarde van de kruinbreedte worden bepaald. Door namelijk te stellen dat de uitkomst van deze vergelijking nul moet zijn kan de computer zeer snel de evenwichtskruinbreedte uitrekenen.

Met de gevonden evenwichtskruinbreedte is heel eenvoudig de oppervlakte van de kruin van de dijk te bepalen. Dit is gedaan in de tabel, getiteld 'Oppervlakte kruin'. Afhankelijk van de gemiddelde valhoogte  $H_{gem}$  wordt met behulp van de parameters  $R_{p,o}$  en  $d_5$  de parameter 'binnenkr' bepaald. Deze parameter staat voor de x-coördinaat van de binnenrand van de kruin van de dijk (niveau LLW+7,00 m), gemeten vanuit het hart van de dijk. Deze coördinaat wordt als volgt berekend:

$$x = R_{p,o} + (0,25 \cdot H_{gem} + 2) \cdot 10 + (d_5 + 24,75) \cdot 5$$

Door  $H_{gem}$  met 0,25 te vermenigvuldigen wordt  $H_{pen}$  gevonden.  $H_{pen} + 2$ , deze som maal 10, plus  $R_{p,o}$  levert de x-coördinaat van de overgang van het talud 1:10 naar het talud 1:5 op. Wordt daar nog  $d_5 + 24,75$  (de totale hoogte van het talud 1:5), maal 5 bij opgeteld, dan volgt de gevraagde coördinaat.

Als deze waarde wordt opgeteld bij de evenwichtskruinbreedte 'kruinbr' volgt de x-coördinaat van de buitenrand van de kruin. De bruto-oppervlakte van de kruin van de dijk volgt dan uit:

$$opp,bruto = \pi \cdot (x_{buiten}^2 - x_{binnen}^2)$$

Om tot de netto-oppervlakte 'opp netto' te komen wordt de bruto-oppervlakte vermenigvuldigd met een factor 0,82. Deze factor verrekent de niet voor bebouwing beschikbare oppervlakte: de zeewering, het in-/uitlaatkanaal en dergelijke.

De resultaten laten een piek zien voor  $H_{gem} = 30$  meter. In het grootste deel van het beschouwde valhoogtebereik bedraagt de netto oppervlakte tussen de 900 en 1100 hectare. Al deze grond kan worden verhuurd/verkocht, om de rentabiliteit van de PAC met laag reservoirpeil te verbeteren.

## Grondbalans

Hgem	Hpen	Vpen	Q	Rp,o	kruinbr.	d5	V1:10	V1:5	Vuit	V1	V2	V3	V4	V4+	1,50 x Vdijk	Vuit-Vdijk
[m]	[m]	[m³]	[m³/s]	[m]	[m]	[m]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]
25	6,25	4,32E+08	6000	4659	488	2,13	9,10E+08	1,50E+08	1,06E+09	4,65E+07	3,89E+08	2,44E+07	6,48E+07	1,83E+08	1,06E+09	0
30	7,50	3,60E+08	5000	3871	579	6,50	6,91E+08	3,24E+08	1,01E+09	3,93E+07	3,97E+08	2,14E+07	5,71E+07	1,61E+08	1,01E+09	0
35	8,75	3,09E+08	4286	3307	634	10,88	5,51E+08	4,05E+08	9,55E+08	3,42E+07	3,86E+08	1,93E+07	5,16E+07	1,46E+08	9,55E+08	0
40	10,00	2,70E+08	3750	2881	669	15,25	4,54E+08	4,43E+08	8,97E+08	3,04E+07	3,68E+08	1,77E+07	4,75E+07	1,35E+08	8,97E+08	0
45	11,25	2,40E+08	3333	2549	691	19,63	3,85E+08	4,60E+08	8,45E+08	2,75E+07	3,49E+08	1,64E+07	4,43E+07	1,26E+08	8,45E+08	0
50	12,50	2,16E+08	3000	2283	705	24,00	3,33E+08	4,67E+08	7,99E+08	2,53E+07	3,32E+08	1,55E+07	4,17E+07	1,19E+08	7,99E+08	0
55	13,75	1,96E+08	2727	2063	714	28,38	2,92E+08	4,68E+08	7,61E+08	2,35E+07	3,16E+08	1,47E+07	3,97E+07	1,13E+08	7,61E+08	0
60	15,00	1,80E+08	2500	1879	721	32,75	2,60E+08	4,67E+08	7,27E+08	2,21E+07	3,02E+08	1,40E+07	3,80E+07	1,09E+08	7,27E+08	0
65	16,25	1,66E+08	2308	1722	725	37,13	2,34E+08	4,66E+08	7,00E+08	2,09E+07	2,91E+08	1,35E+07	3,66E+07	1,05E+08	7,00E+08	0
70	17,50	1,54E+08	2143	1587	729	41,50	2,12E+08	4,64E+08	6,76E+08	1,99E+07	2,81E+08	1,30E+07	3,55E+07	1,02E+08	6,76E+08	0
75	18,75	1,44E+08	2000	1469	732	45,88	1,94E+08	4,63E+08	6,57E+08	1,91E+07	2,73E+08	1,27E+07	3,46E+07	9,92E+07	6,57E+08	0
80	20,00	1,35E+08	1875	1365	735	50,25	1,79E+08	4,63E+08	6,41E+08	1,85E+07	2,66E+08	1,24E+07	3,38E+07	9,70E+07	6,41E+08	0
85	21,25	1,27E+08	1765	1272	738	54,63	1,66E+08	4,63E+08	6,29E+08	1,79E+07	2,61E+08	1,21E+07	3,32E+07	9,53E+07	6,29E+08	0
90	22,50	1,20E+08	1667	1189	742	59,00	1,54E+08	4,65E+08	6,19E+08	1,74E+07	2,57E+08	1,19E+07	3,26E+07	9,38E+07	6,19E+08	0
95	23,75	1,14E+08	1579	1114	747	63,38	1,44E+08	4,68E+08	6,11E+08	1,70E+07	2,54E+08	1,18E+07	3,22E+07	9,27E+07	6,11E+08	0

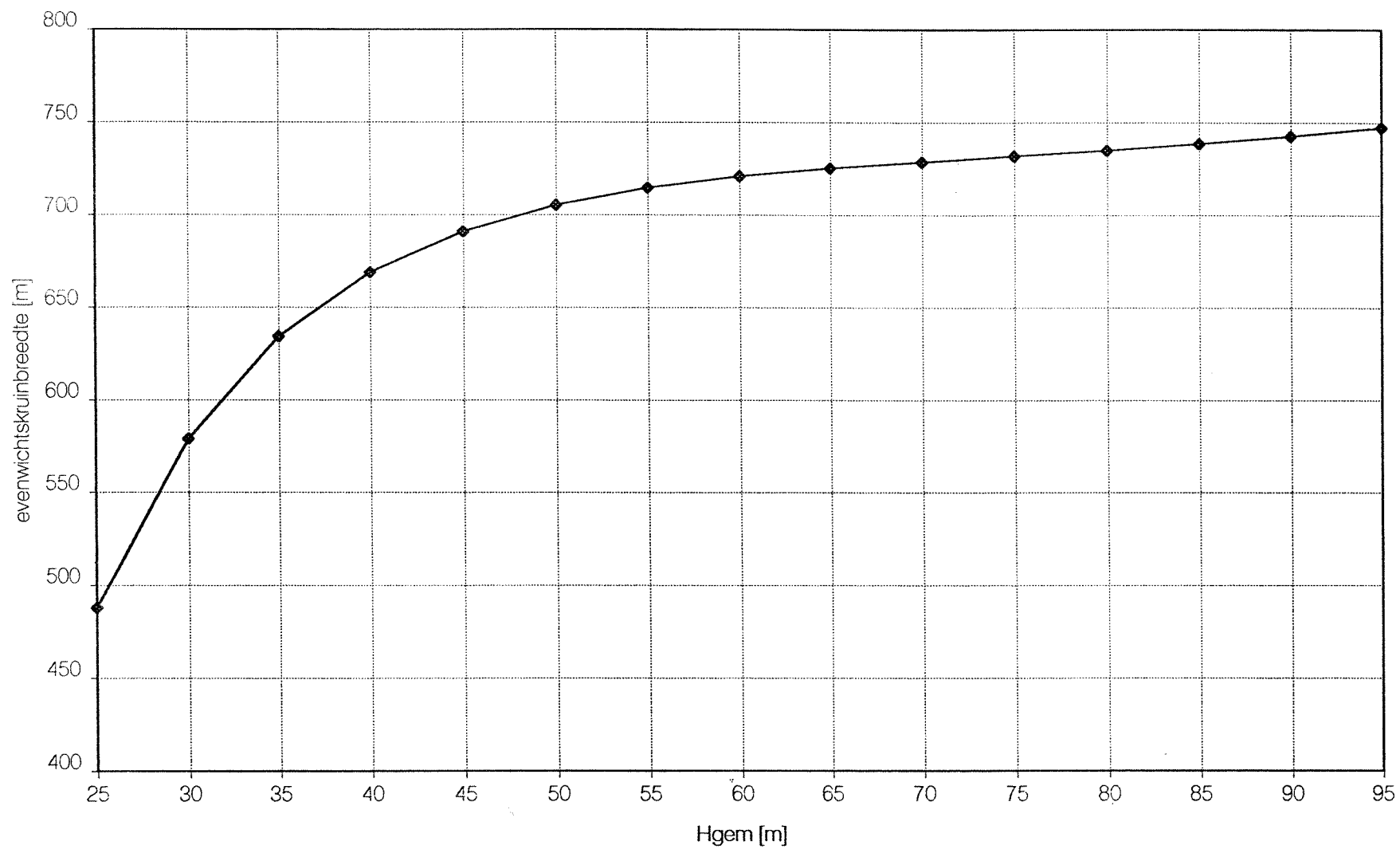
De oorspronkelijke zeediepte bij LLW in het hart van de projectlocatie bedraagt: 17,75 meter

### Verklaring tekens/symbolen:

Hgem = Gemiddelde valhoogte  
Hpen = Hoogte van de pendelende waterschijf, gesteld op 25% van Hgem  
Vpen = Pendelende volume = de hoeveelheid proceswater  
Q = Gemiddelde debiet dat in de turbinefase door de turbines stroomt  
Rp,o = Straal van de pendelende waterschijf, gemeten aan de onderzijde  
kruinbr = breedte van de kruin van de dijk waarbij de grondbalans in evenwicht is  
d5 = Diepteligging t.o.v. oorspronkelijke zeebodem van overgang 1:10 → 1:5 op binnentalud  
V1:10 = Volume van het bekkengedeelte met taluds 1:10  
V1:5 = Idem, voor taluds 1:5  
Vuit = Totale uit te baggeren hoeveelheid grond

V1 = Deel van dijk, voor verklaring zie figuur 2  
V2 = Idem  
V3 = Idem  
V4 = Idem  
V4+ = Idem  
Vdijk = Totale volume van de dijk

Evenwichtskruinbreedte versus Hgem



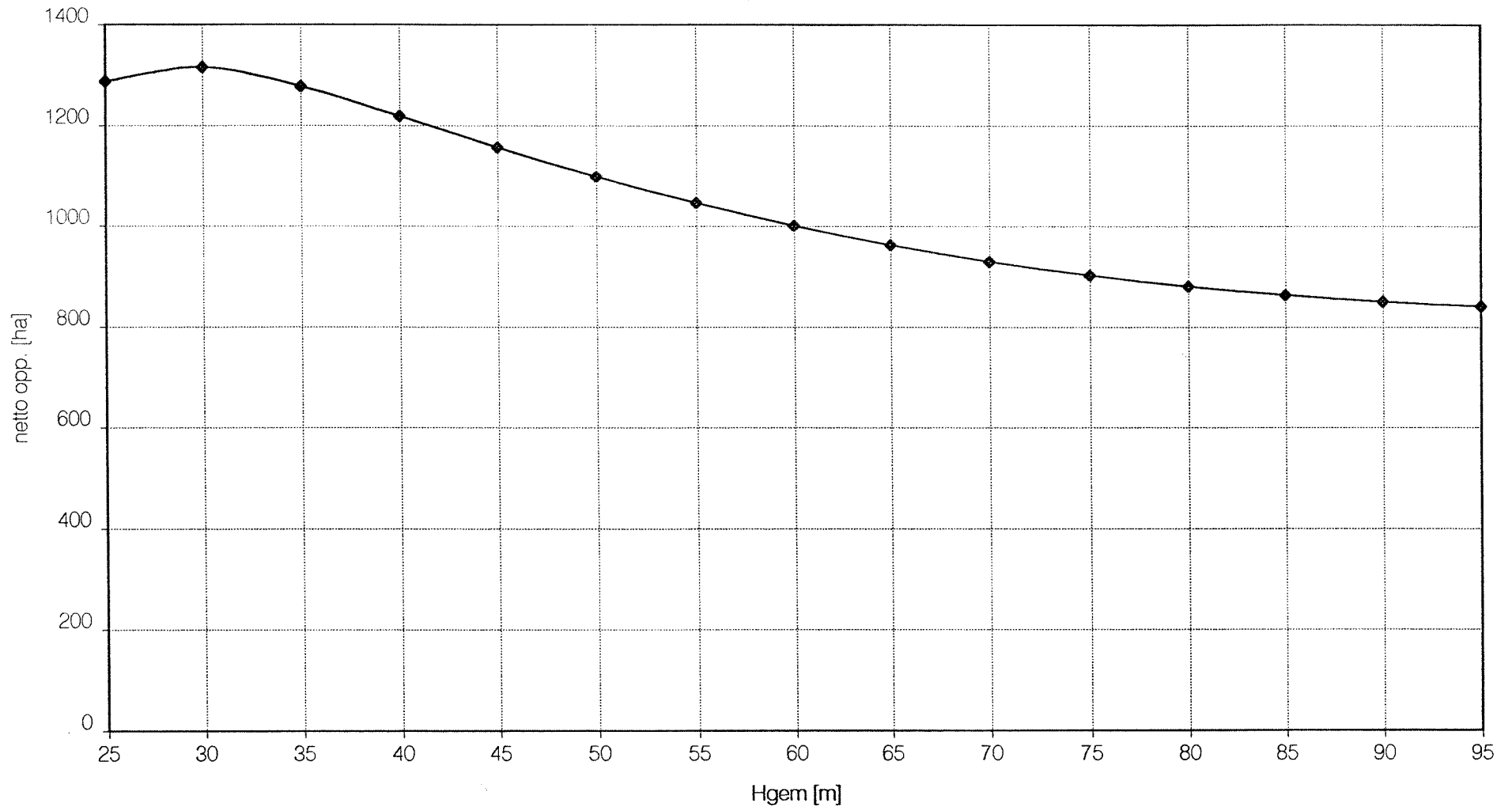
## Oppervlakte kruin

Hgem [m]	Rp,o [m]	d5 [m]	binnenkr [m]	kruinbr [m]	buitenkr [m]	opp bruto [ha]	opp netto [ha]
25	4659	2,13	4876	488	5364	1570	1287
30	3871	6,50	4123	579	4701	1605	1316
35	3307	10,88	3592	634	4226	1558	1277
40	2881	15,25	3201	669	3870	1486	1218
45	2549	19,63	2904	691	3595	1410	1157
50	2283	24,00	2671	705	3376	1340	1099
55	2063	28,38	2486	714	3201	1276	1047
60	1879	32,75	2336	721	3057	1221	1001
65	1722	37,13	2214	725	2939	1174	963
70	1587	41,50	2113	729	2842	1134	930
75	1469	45,88	2029	732	2761	1101	903
80	1365	50,25	1960	735	2695	1075	881
85	1272	54,63	1901	738	2640	1053	864
90	1189	59,00	1853	742	2595	1037	851
95	1114	63,38	1812	747	2559	1026	841

### Toelichting

Hgem	=	Gemiddelde valhoogte in m
Rp,o	=	Straal van pendelende waterschijf, gemeten aan onderzijde, in m
d5	=	diepte t.o.v. oorspronkelijke zeebodem van overgang 1:5 naar 1:10 op binnentalud, in m
binnenkr	=	x-coördinaat van binnenrand kruin, gemeten uit hart bekken, in m
kruinbr	=	evenwichtskruinbreedte in m
buitenkr	=	x-coördinaat van buitenrand kruin, gemeten uit hart bekken, in m
opp bruto	=	bruto oppervlakte dijkkruijn, in hectare
opp netto	=	netto oppervlakte dijkkruijn (= 0,82 x bruto opp), in ha

Netto oppervlakte kruin versus Hgem



# BIJLAGE 2

Overzichtstekeningen

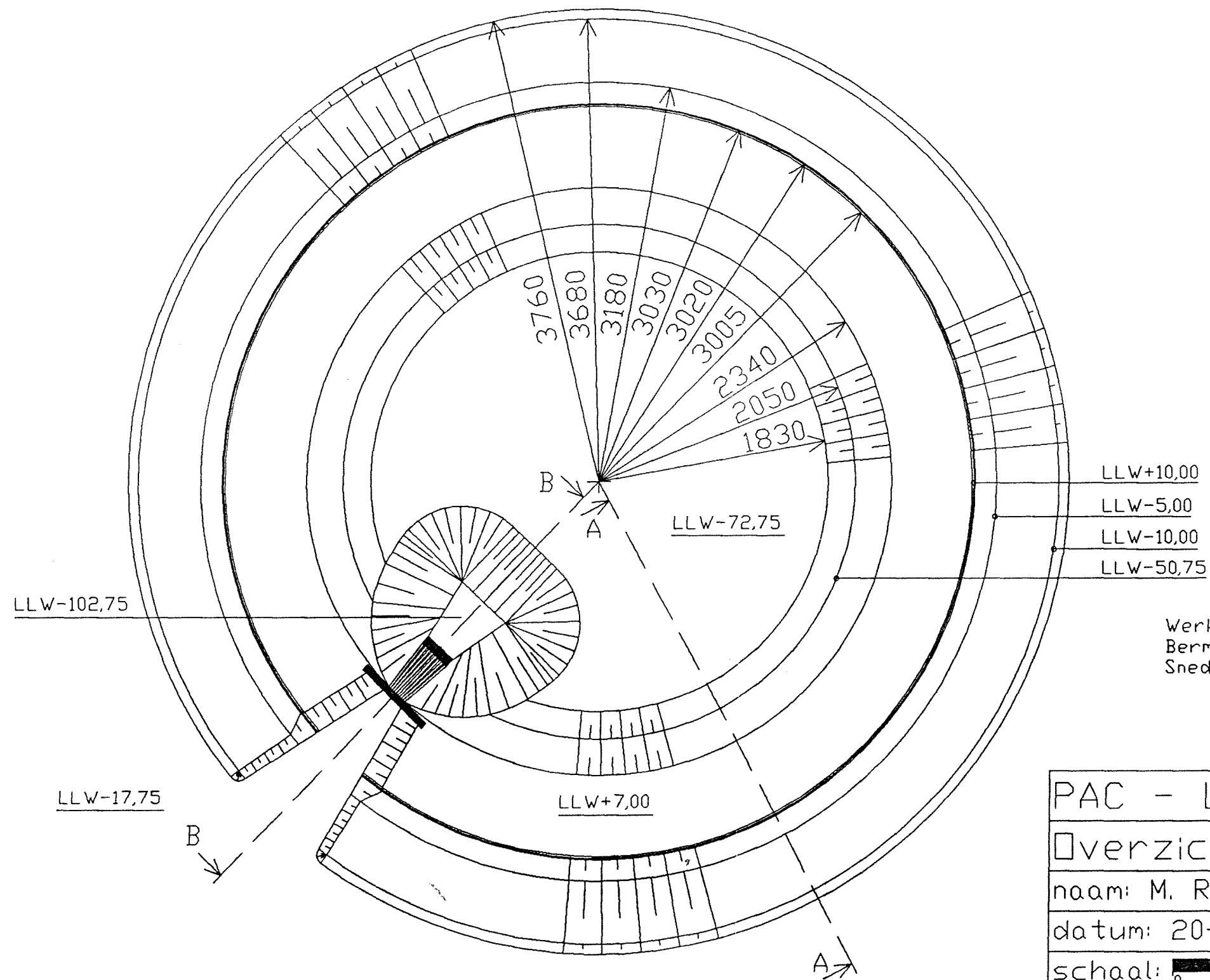
PAC-01

PAC-02

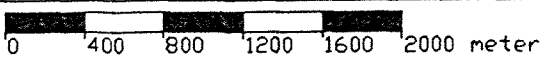
PAC-02A

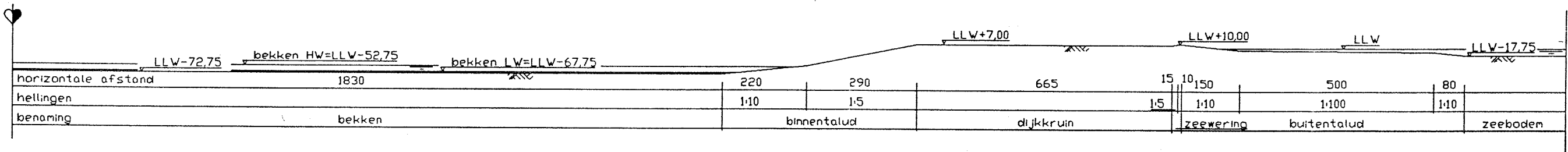
PAC-02B



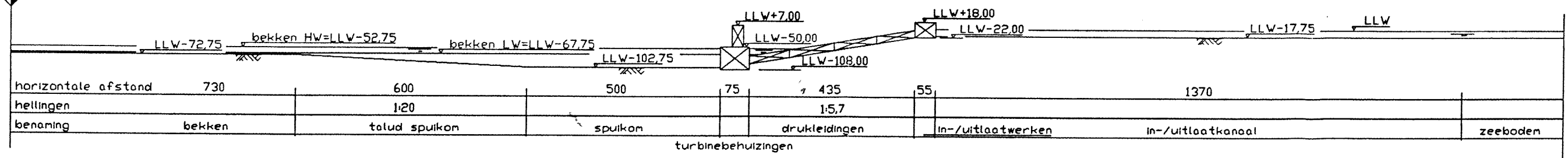


Werkhaven niet getekend  
 Bermen op binnentalud niet getekend  
 Sneden A-A en B-B op tekening PAC-02

PAC - Laag Reservoirpeil
Overzicht
naam: M. Rijkers
datum: 20-04-1997
schaal:  0 400 800 1200 1600 2000 meter
maten in meters
nummer: PAC-01

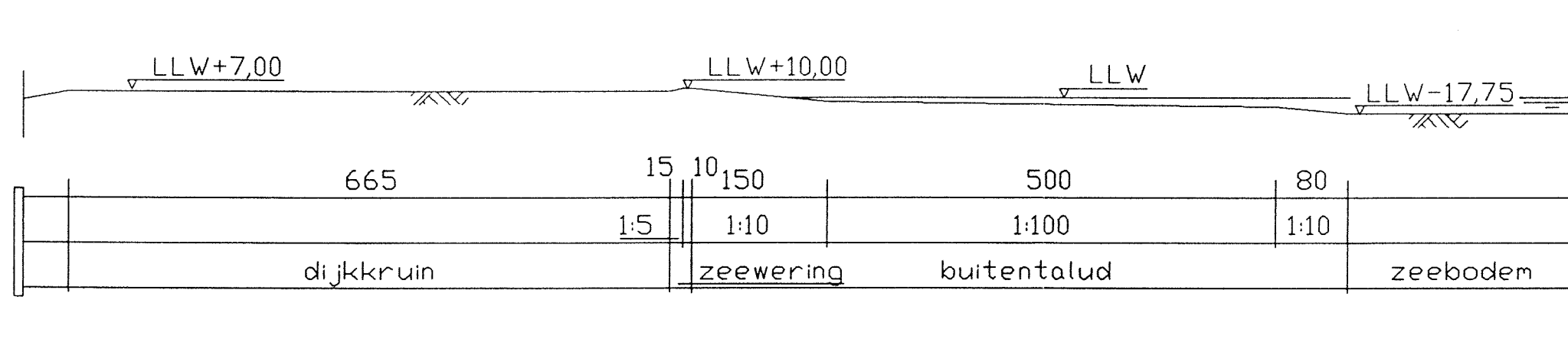
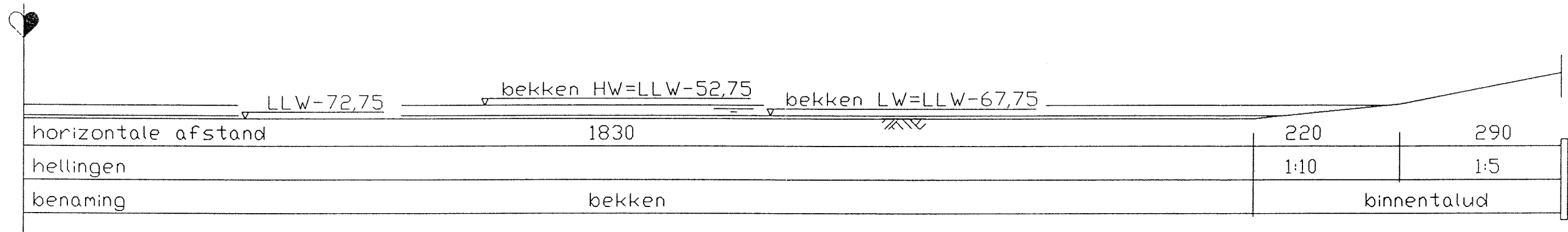


Snede A-A

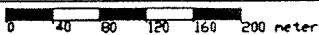


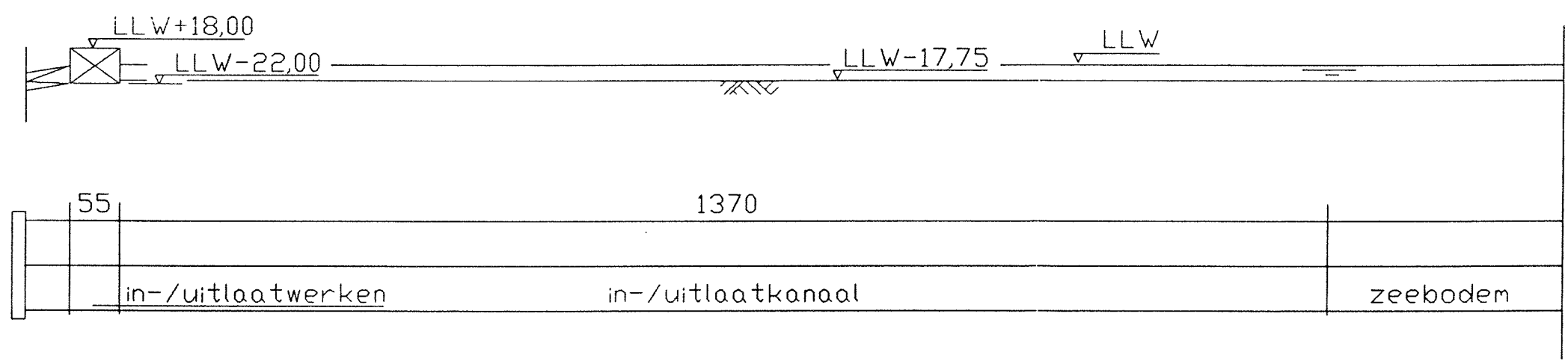
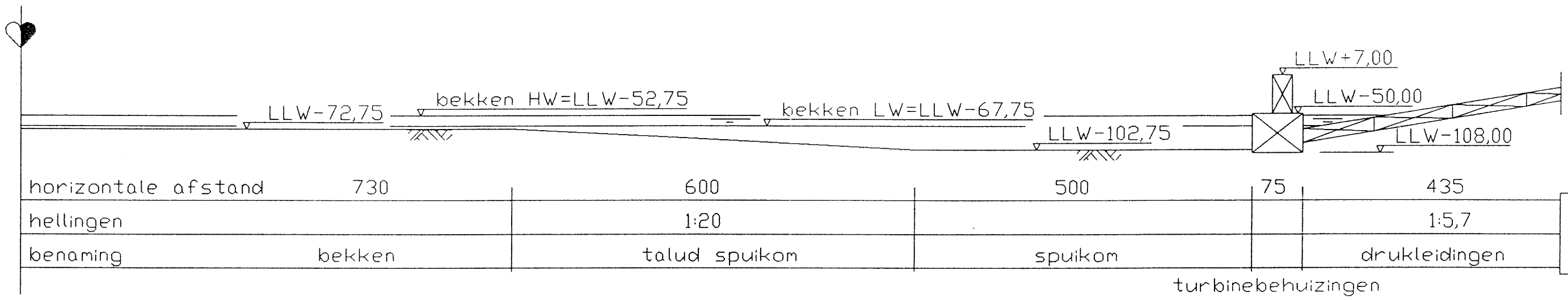
Snede B-B

PAC - Laag Reservoirpeil  
 Dijkdoorsneden A-A, B-B  
 naam: M. Rijkers  
 datum: 20-04-1997  
 schaal: 1:100  
 noten in meters  
 nummer: PAC-02



Doorsnede A-A

PAC - Laag Reservoirpeil
Dijkdoorsnede A-A
naam: M. Rijkers
datum: 20-04-1997
schaal:  0 40 80 120 160 200 meter
maten in meters
nummer: PAC-02A



Doorsnede B-B

PAC - Laag Reservoirpeil
Dijkdoorsnede B-B
naam: M. Rijkers
datum: 20-04-1997
schaal:  0 40 80 120 160 200 meter
maten in meters
nummer: PAC-02B

# BIJLAGE 3

Analytisch model Dupuit

## Analytisch model kwel, freatische aquifer

Hgem	Rp,o	kuinbr	d5	Dhart kruin	L	$\phi 1$	b	Q 5	Q5/m1	Q 10	Q10/m1	Q 50	Q50/m1	Q 100	Q100/m1
25	4659	488	2,13	10240	32171	189,63	499	2,20E+06	68,49	4,41E+06	136,98	2,20E+07	684,91	4,41E+07	1369,83
30	3871	579	6,50	8824	27721	184,00	611	1,79E+06	64,45	3,57E+06	128,90	1,79E+07	644,51	3,57E+07	1289,01
35	3307	634	10,88	7819	24563	178,38	689	1,59E+06	64,63	3,17E+06	129,26	1,59E+07	646,28	3,17E+07	1292,56
40	2881	669	15,25	7072	22217	172,75	745	1,47E+06	66,35	2,95E+06	132,71	1,47E+07	663,54	2,95E+07	1327,07
45	2549	691	19,63	6498	20416	167,13	789	1,40E+06	68,72	2,81E+06	137,43	1,40E+07	687,15	2,81E+07	1374,30
50	2283	705	24,00	6048	18999	161,50	825	1,35E+06	71,31	2,71E+06	142,62	1,35E+07	713,08	2,71E+07	1426,17
55	2063	714	28,38	5687	17865	155,88	856	1,32E+06	73,92	2,64E+06	147,85	1,32E+07	739,23	2,64E+07	1478,47
60	1879	721	32,75	5394	16944	150,25	884	1,30E+06	76,44	2,59E+06	152,88	1,30E+07	764,39	2,59E+07	1528,79
65	1722	725	37,13	5153	16190	144,63	911	1,28E+06	78,78	2,55E+06	157,57	1,28E+07	787,84	2,55E+07	1575,67
70	1587	729	41,50	4955	15567	139,00	936	1,26E+06	80,91	2,52E+06	161,82	1,26E+07	809,10	2,52E+07	1618,21
75	1469	732	45,88	4791	15050	133,38	961	1,25E+06	82,79	2,49E+06	165,58	1,25E+07	827,92	2,49E+07	1655,85
80	1365	735	50,25	4654	14622	127,75	986	1,23E+06	84,41	2,47E+06	168,83	1,23E+07	844,14	2,47E+07	1688,29
85	1272	738	54,63	4541	14266	122,13	1012	1,22E+06	85,77	2,45E+06	171,54	1,22E+07	857,70	2,45E+07	1715,40
90	1189	742	59,00	4448	13973	116,50	1037	1,21E+06	86,86	2,43E+06	173,72	1,21E+07	868,60	2,43E+07	1737,19
95	1114	747	63,38	4371	13732	110,88	1064	1,20E+06	87,69	2,41E+06	175,38	1,20E+07	876,88	2,41E+07	1753,75

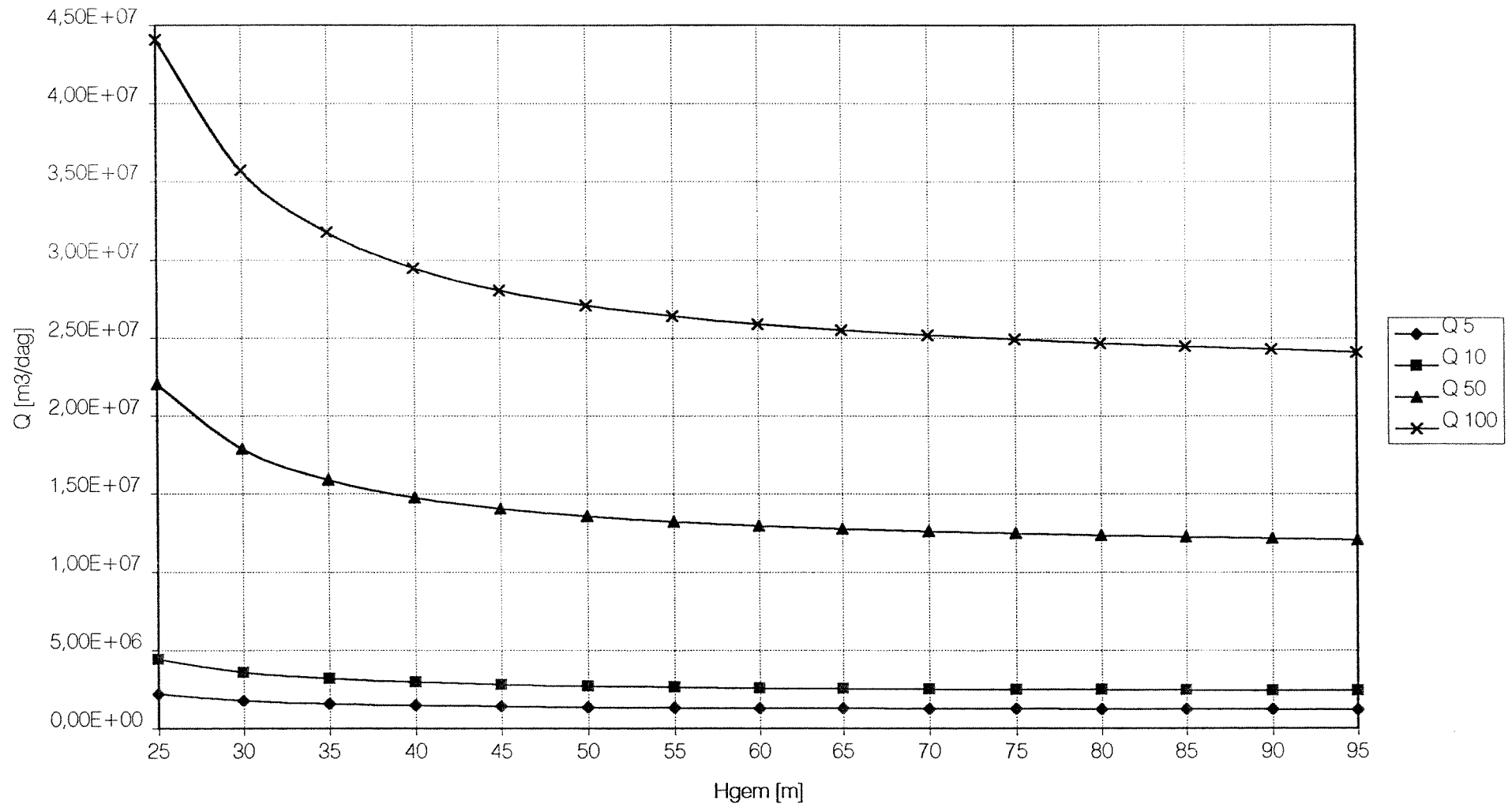
kuinhoogte: 24,75 meter boven zeebodem

stijghoogte buiten (=  $\phi 0$ ): 222,75 meter boven referentievlaak (komt overeen met aangenomen HHW op zee)

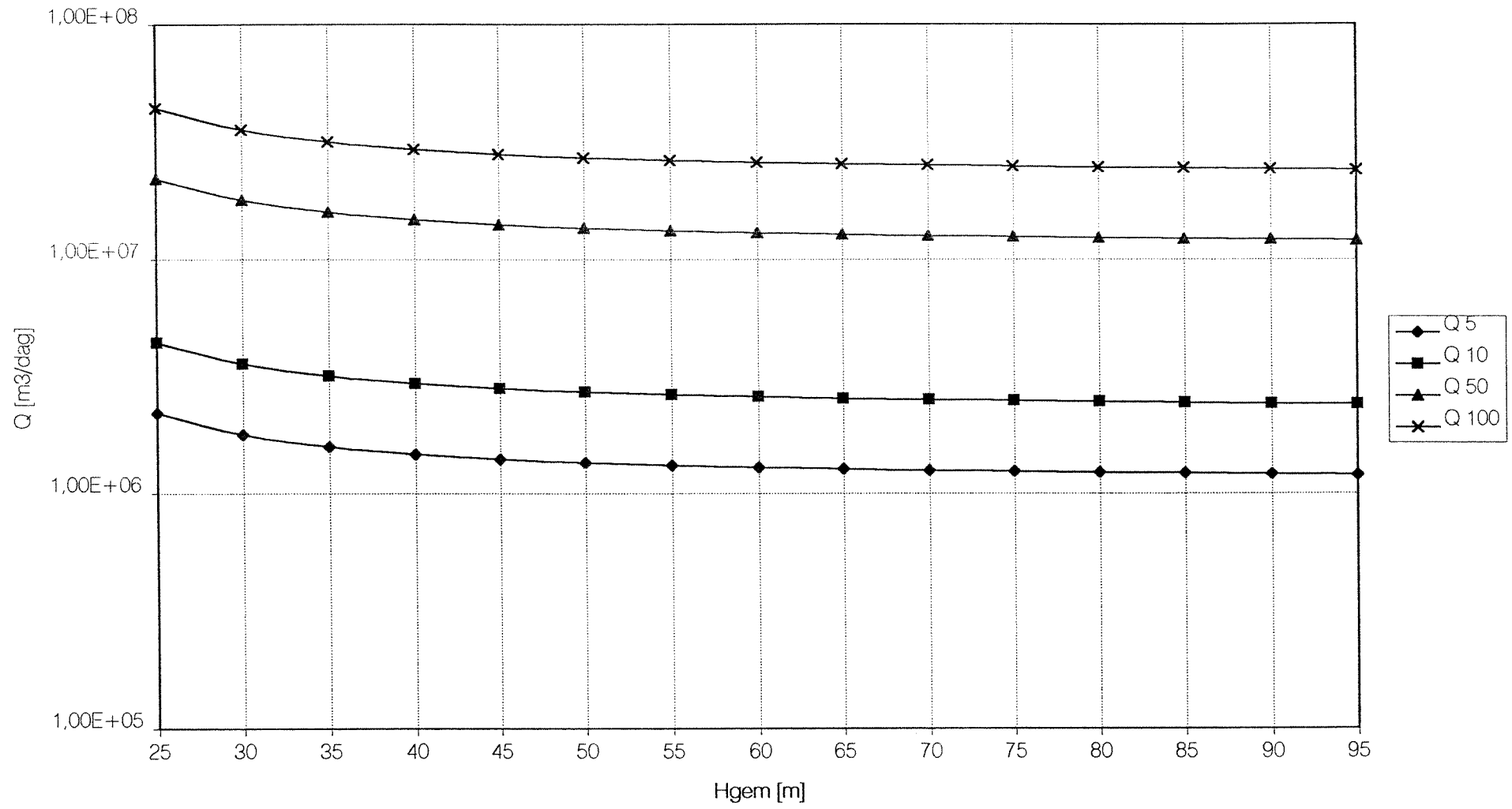
### verklaring tekens en symbolen

- Hgem = Gemiddelde valhoogte in meters
- Rp,o = Straal van de pendelende waterschijf, gemeten aan de onderzijde (= straal van wateroppervlakte bij laagste waterstand in bekken), in meters
- kuinbr = kuinbreedte waarbij de grondbalans in evenwicht is, in meters
- d5 = diepte van overgang van 1:5 naar 1:10 op binnentalud, tov. oorspronkelijke zeebodem, in meters
- Dhart kruin = Diameter PAC, gemeten in het hart van de kuin, in meters
- L = Lengte van de dijk in meters
- $\phi 1$  = Stijghoogte in bekken in meters (=  $\phi 0 - 1,125 \cdot H_{gem} - 2,25$ ; komt overeen met laagste waterstand in bekken)
- b = Lengte van de lekweg in meters (=  $kuinbr + 5 \cdot d5$ ; komt overeen met afstand buitenrand kuin tot overgang 1:5 naar 1:10 op binnentalud)
- Q = Kweldebiet in m<sup>3</sup>/dag (volgens Dupuit), onder Q staat de waarde voor k in m/dag aangegeven
- Q5 / m1 = Kweldebiet per m1 dijk lengte (in m<sup>3</sup>/m1/dag), voor k = 5 m/dag

# Kweldebieten volgens Dupuit

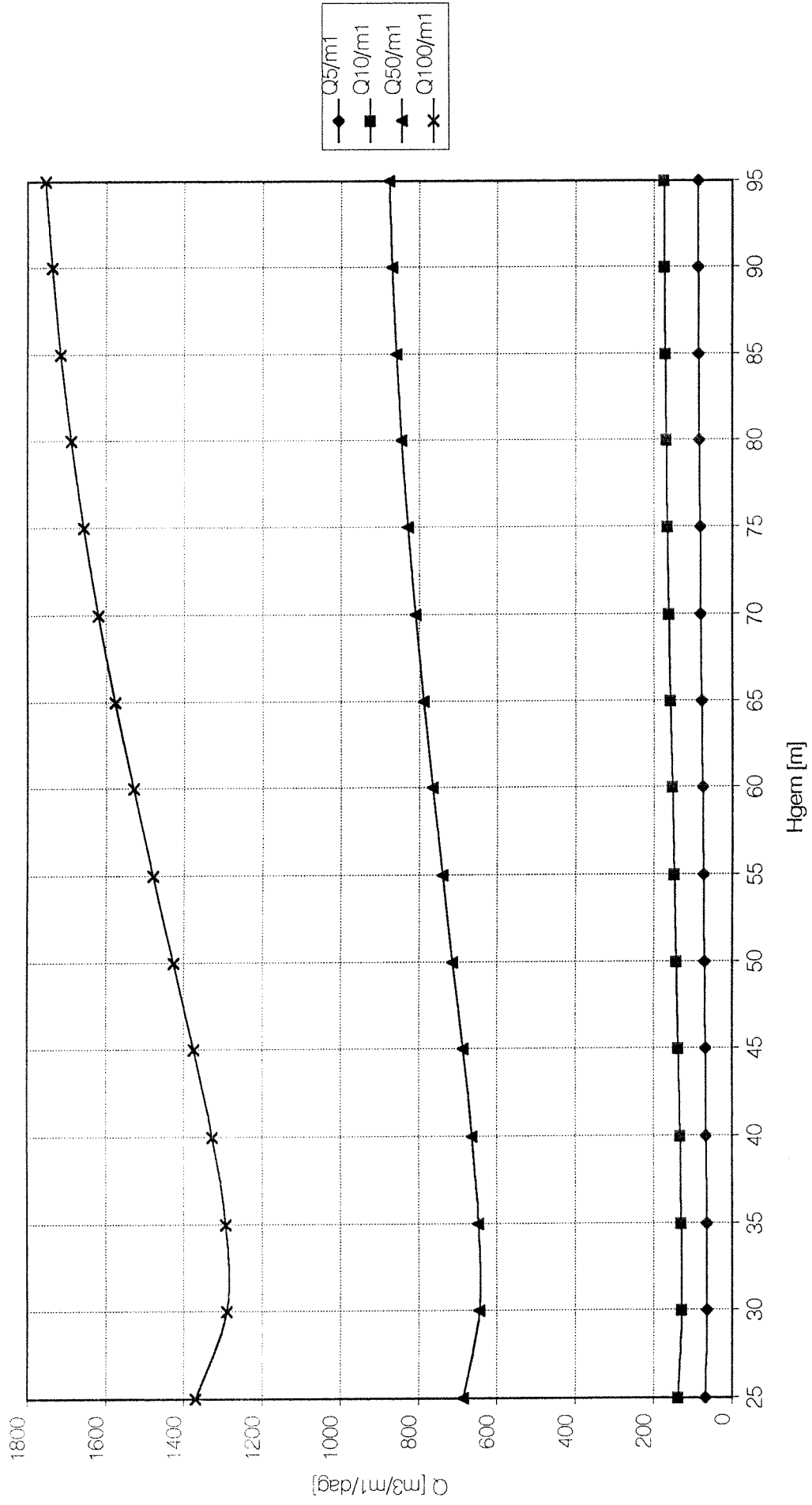


# Kweldebeten, logaritmisch

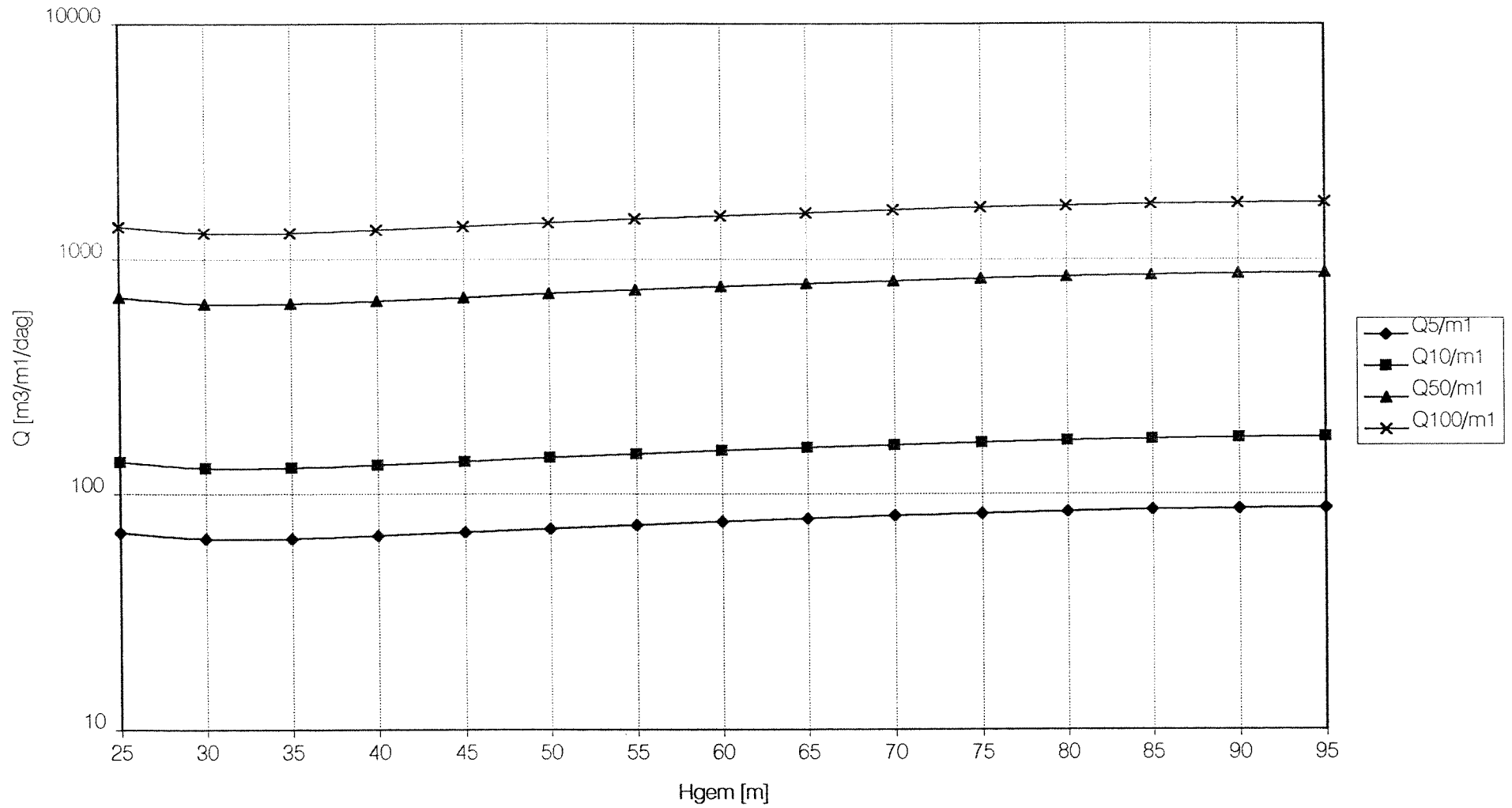




Kweldebieten per m1 dijk lengte



### Kweldebieten per m1 dijk lengte, logaritmisch



# BIJLAGE 4

Analytisch model semi-confined aquifer

Hgem	diameter hart kruin	R/λ	kwel bij c 300	R/λ	kwel bij c 400	R/λ	kwel bij c 500	R/λ	kwel bij c 600	R/λ	kwel bij c 700	R/λ	kwel bij c 800	R/λ	kwel bij c 900	R/λ	kwel bij c 1000	R/λ	kwel bij c 2000
25	10243	9,35		8,10		7,24		6,61		6,12		5,73		5,40		5,12		3,62	2,76E+05
30	8826	8,06		6,98		6,24		5,70		5,27		4,93		4,65		4,41		3,12	2,82E+05
35	7821	7,14		6,18		5,53		5,05		4,67		4,37		4,12		3,91	4,19E+05	2,77	2,87E+05
40	7074	6,46		5,59		5,00		4,57		4,23		3,95	4,86E+05	3,73	4,55E+05	3,54	4,30E+05	2,50	2,92E+05
45	6501	5,93		5,14		4,60		4,20		3,89	5,35E+05	3,63	4,99E+05	3,43	4,68E+05	3,25	4,42E+05	2,30	2,98E+05
50	6050	5,52		4,78		4,28		3,91	5,97E+05	3,62	5,51E+05	3,38	5,13E+05	3,19	4,80E+05	3,03	4,54E+05	2,14	3,04E+05
55	5689	5,19		4,50		4,02		3,67	6,16E+05	3,40	5,66E+05	3,18	5,27E+05	3,00	4,94E+05	2,84	4,67E+05	2,01	3,10E+05
60	5396	4,93		4,27		3,82	7,00E+05	3,48	6,34E+05	3,22	5,84E+05	3,02	5,43E+05	2,84	5,09E+05	2,70	4,78E+05	1,91	3,17E+05
65	5156	4,71		4,08		3,65	7,23E+05	3,33	6,55E+05	3,08	6,02E+05	2,88	5,59E+05	2,72	5,23E+05	2,58	4,93E+05	1,82	3,24E+05
70	4958	4,53		3,92	8,41E+05	3,51	7,44E+05	3,20	6,74E+05	2,96	6,22E+05	2,77	5,76E+05	2,61	5,39E+05	2,48	5,07E+05	1,75	3,32E+05
75	4793	4,38		3,79	8,68E+05	3,39	7,70E+05	3,09	6,97E+05	2,86	6,41E+05	2,68	5,94E+05	2,53	5,56E+05	2,40	5,21E+05	1,69	3,40E+05
80	4657	4,25		3,68	8,98E+05	3,29	7,96E+05	3,01	7,21E+05	2,78	6,61E+05	2,60	6,12E+05	2,45	5,74E+05	2,33	5,39E+05	1,65	3,50E+05
85	4544	4,15		3,59	9,29E+05	3,21	8,23E+05	2,93	7,46E+05	2,72	6,83E+05	2,54	6,34E+05	2,39	5,91E+05	2,27	5,56E+05	1,61	3,59E+05
90	4450	4,06		3,52	9,62E+05	3,15	8,53E+05	2,87	7,72E+05	2,66	7,08E+05	2,49	6,54E+05	2,35	6,12E+05	2,23	5,74E+05	1,57	3,71E+05
95	4373	3,99	1,16E+06	3,46	9,98E+05	3,09	8,82E+05	2,82	7,98E+05	2,61	7,31E+05	2,44	6,78E+05	2,30	6,31E+05	2,19	5,93E+05	1,55	3,83E+05

kzand	5
Tzand	1000

Hgem, diameter hart kruin in meters

R/λ dimensieloos

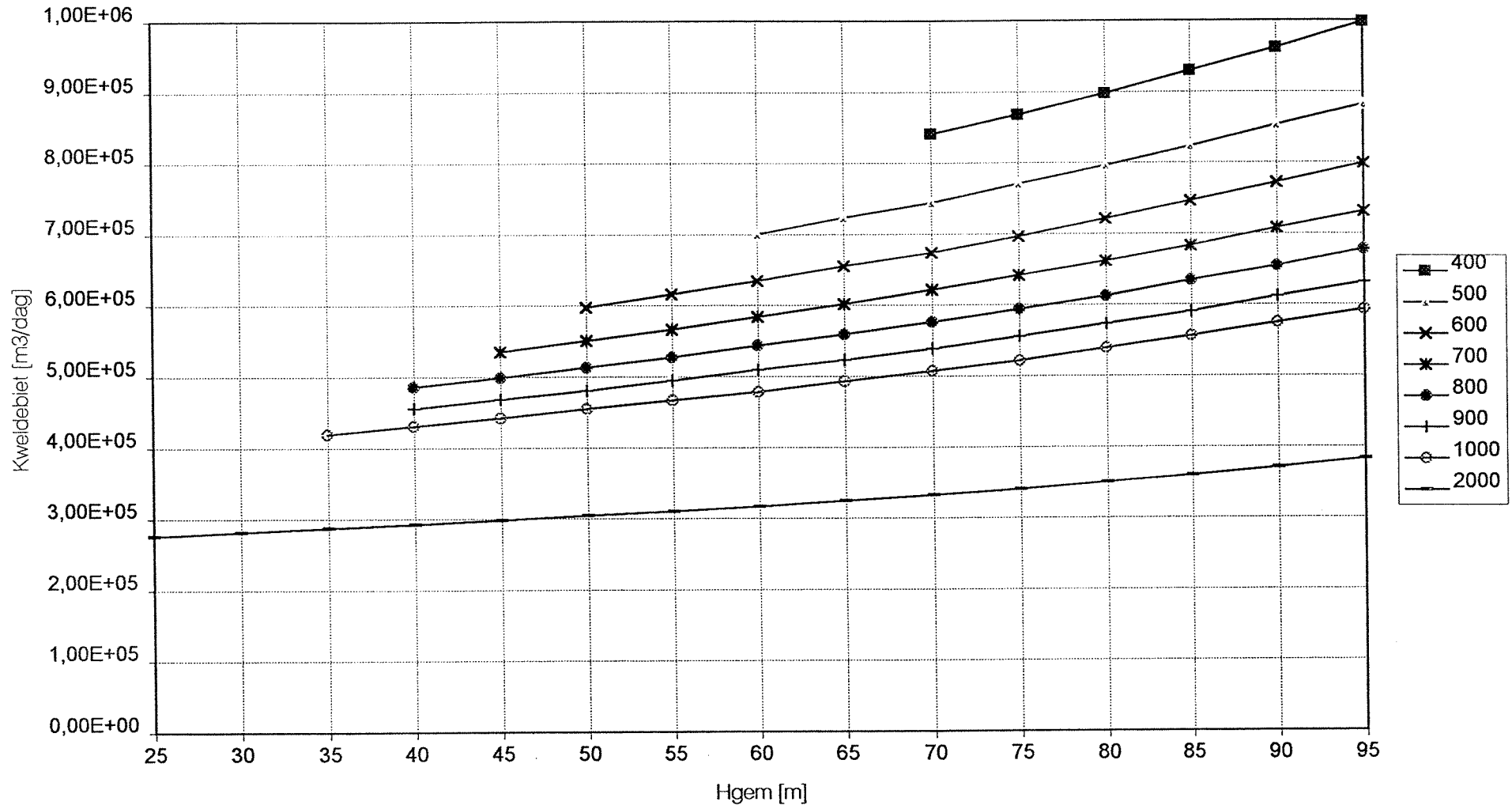
c in dagen

kwel in m<sup>3</sup>/dag

kzand in m/dag

Tzand in m<sup>2</sup>/dag

Kweldebiet versus Hgem



Hgem	diameter hart kruin	R/λ	φ' bij c = 300	R/λ	φ' bij c = 400	R/λ	φ' bij c = 500	R/λ	φ' bij c = 600	R/λ	φ' bij c = 700	R/λ	φ' bij c = 800	R/λ	φ' bij c = 900	R/λ	φ' bij c = 1000	R/λ	φ' bij c = 2000
25	10243	9,35		8,10		7,24		6,61		6,12		5,73		5,40		5,12		3,62	1,75
30	8826	8,06		6,98		6,24		5,70		5,27		4,93		4,65		4,41		3,12	3,26
35	7821	7,14		6,18		5,53		5,05		4,67		4,37		4,12		3,91	1,89	2,77	5,17
40	7074	6,46		5,59		5,00		4,57		4,23		3,95	2,08	3,73	2,54	3,54	3,01	2,50	7,38
45	6501	5,93		5,14		4,60		4,20		3,89	2,49	3,63	3,12	3,43	3,74	3,25	4,36	2,30	9,85
50	6050	5,52		4,78		4,28		3,91	2,72	3,62	3,52	3,38	4,32	3,19	5,11	3,03	5,91	2,14	12,50
55	5689	5,19		4,50		4,02		3,67	3,68	3,40	4,68	3,18	5,67	3,00	6,64	2,84	7,59	2,01	15,26
60	5396	4,93		4,27		3,82	3,53	3,48	4,74	3,22	5,95	3,02	7,14	2,84	8,28	2,70	9,36	1,91	18,10
65	5156	4,71		4,08		3,65	4,45	3,33	5,89	3,08	7,30	2,88	8,68	2,72	9,99	2,58	11,26	1,82	21,02
70	4958	4,53		3,92	3,76	3,51	5,42	3,20	7,08	2,96	8,73	2,77	10,28	2,61	11,76	2,48	13,18	1,75	23,96
75	4793	4,38		3,79	4,52	3,39	6,44	3,09	8,33	2,86	10,17	2,68	11,91	2,53	13,57	2,40	15,11	1,69	26,83
80	4657	4,25		3,68	5,30	3,29	7,47	3,01	9,60	2,78	11,63	2,60	13,55	2,45	15,39	2,33	17,10	1,65	29,78
85	4544	4,15		3,59	6,10	3,21	8,51	2,93	10,88	2,72	13,08	2,54	15,21	2,39	17,16	2,27	19,05	1,61	32,58
90	4450	4,06		3,52	6,89	3,15	9,55	2,87	12,12	2,66	14,55	2,49	16,82	2,35	18,97	2,23	20,96	1,57	35,46
95	4373	3,99	4,78	3,46	7,68	3,09	10,56	2,82	13,35	2,61	15,96	2,44	18,42	2,30	20,68	2,19	22,82	1,55	38,25

kzand	5
Tzand	1000

Hgem, diameter hart kruin in meters

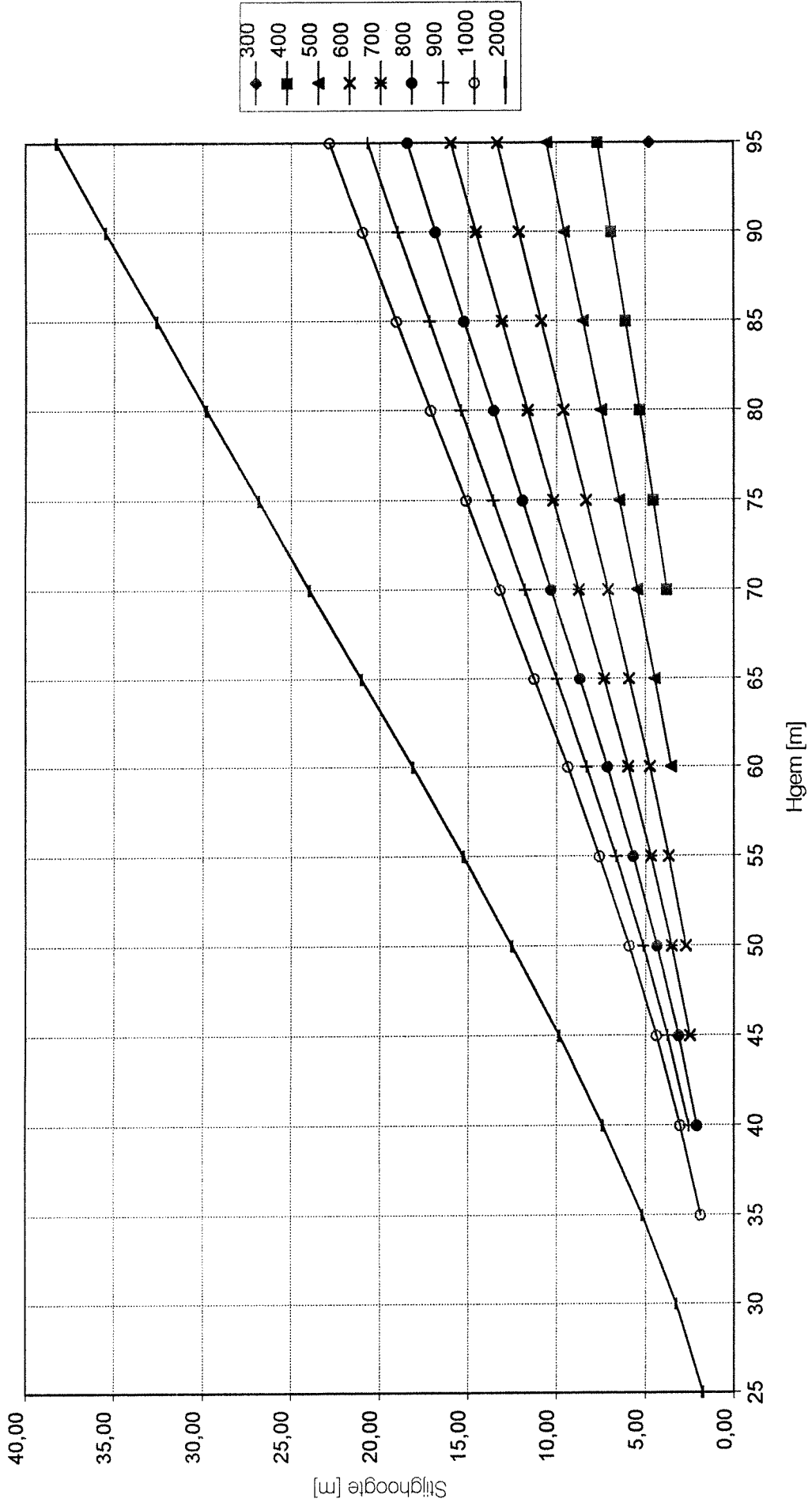
R/l dimensieloos

φ' in meters in hart bekken

kzand in m/dag

Tzand in m2/dag

Stijghoogten hart bekken versus Hgem



Hgem	diameter hart kruin	R/λ	kwel bij c 300	R/λ	kwel bij c 400	R/λ	kwel bij c 500	R/λ	kwel bij c 600	R/λ	kwel bij c 700	R/λ	kwel bij c 800	R/λ	kwel bij c 900	R/λ	kwel bij c 1000	R/λ	kwel bij c 2000
25	10243	6,61		5,73		5,12		4,68		4,33		4,05		3,82	5,84E+05	3,62	5,52E+05	2,56	3,77E+05
30	8826	5,70		4,93		4,41		4,03		3,73	6,83E+05	3,49	6,35E+05	3,29	5,96E+05	3,12	5,63E+05	2,21	3,79E+05
35	7821	5,05		4,37		3,91	8,38E+05	3,57	7,61E+05	3,31	6,99E+05	3,09	6,50E+05	2,91	6,10E+05	2,77	5,75E+05	1,96	3,82E+05
40	7074	4,57		3,95	9,71E+05	3,54	8,61E+05	3,23	7,80E+05	2,99	7,17E+05	2,80	6,64E+05	2,64	6,23E+05	2,50	5,85E+05	1,77	3,84E+05
45	6501	4,20		3,63	9,98E+05	3,25	8,84E+05	2,97	8,01E+05	2,75	7,34E+05	2,57	6,80E+05	2,42	6,35E+05	2,30	5,96E+05	1,63	3,87E+05
50	6050	3,91	1,19E+06	3,38	1,03E+06	3,03	9,09E+05	2,76	8,20E+05	2,56	7,52E+05	2,39	6,94E+05	2,25	6,49E+05	2,14	6,09E+05	1,51	3,90E+05
55	5689	3,67	1,23E+06	3,18	1,05E+06	2,84	9,33E+05	2,60	8,40E+05	2,40	7,68E+05	2,25	7,12E+05	2,12	6,62E+05	2,01	6,20E+05	1,42	3,95E+05
60	5396	3,48	1,27E+06	3,02	1,09E+06	2,70	9,56E+05	2,46	8,64E+05	2,28	7,88E+05	2,13	7,28E+05	2,01	6,77E+05	1,91	6,33E+05	1,35	4,01E+05
65	5156	3,33	1,31E+06	2,88	1,12E+06	2,58	9,86E+05	2,35	8,87E+05	2,18	8,09E+05	2,04	7,46E+05	1,92	6,93E+05	1,82	6,49E+05	1,29	4,06E+05
70	4958	3,20	1,35E+06	2,77	1,15E+06	2,48	1,01E+06	2,26	9,12E+05	2,09	8,29E+05	1,96	7,66E+05	1,85	7,11E+05	1,75	6,65E+05	1,24	4,14E+05
75	4793	3,09	1,39E+06	2,68	1,19E+06	2,40	1,04E+06	2,19	9,37E+05	2,03	8,54E+05	1,89	7,85E+05	1,79	7,29E+05	1,69	6,80E+05	1,20	4,21E+05
80	4657	3,01	1,44E+06	2,60	1,22E+06	2,33	1,08E+06	2,13	9,66E+05	1,97	8,80E+05	1,84	8,09E+05	1,74	7,50E+05	1,65	7,00E+05	1,16	4,32E+05
85	4544	2,93	1,49E+06	2,54	1,27E+06	2,27	1,11E+06	2,07	9,96E+05	1,92	9,06E+05	1,80	8,31E+05	1,69	7,70E+05	1,61	7,18E+05	1,14	4,43E+05
90	4450	2,87	1,54E+06	2,49	1,31E+06	2,23	1,15E+06	2,03	1,03E+06	1,88	9,34E+05	1,76	8,59E+05	1,66	7,95E+05	1,57	7,41E+05	1,11	4,53E+05
95	4373	2,82	1,60E+06	2,44	1,36E+06	2,19	1,19E+06	2,00	1,06E+06	1,85	9,66E+05	1,73	8,86E+05	1,63	8,20E+05	1,55	7,65E+05	1,09	4,66E+05

kzand	10
Tzand	2000

Hgem, diameter hart kruin in meters

R/λ dimensieloos

c in dagen

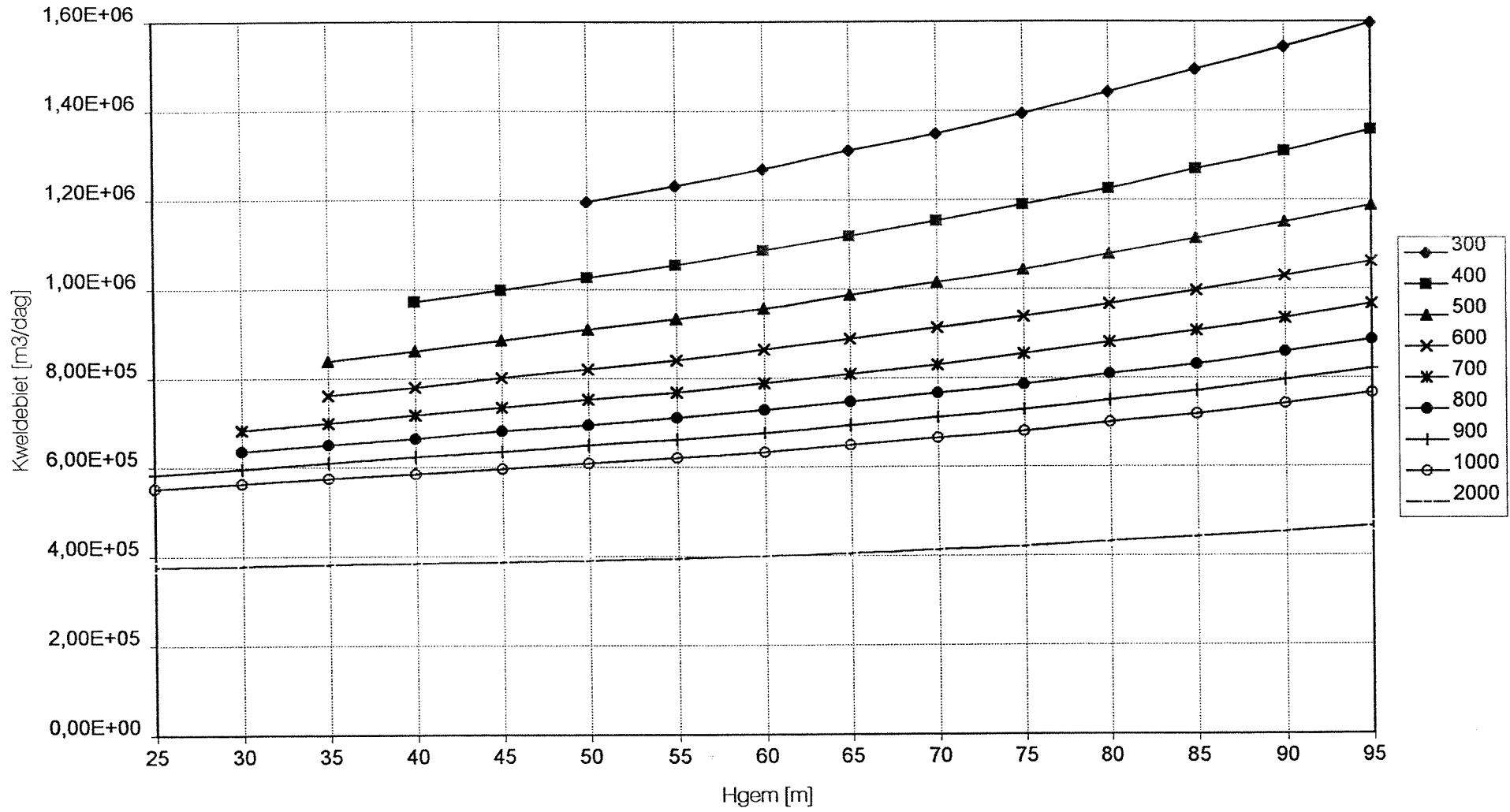
kwel in m3/dag

kzand in m/dag

Tzand in m2/dag



Kweldebit versus Hgem



Hgem	diameter hart kruin	R/λ	φ' bij c = 300	R/λ	φ' bij c = 400	R/λ	φ' bij c = 500	R/λ	φ' bij c = 600	R/λ	φ' bij c = 700	R/λ	φ' bij c = 800	R/λ	φ' bij c = 900	R/λ	φ' bij c = 1000	R/λ	φ' bij c = 2000
25	10243	6,61		5,73		5,12		4,68		4,33		4,05		3,82	1,47	3,62	1,75	2,56	4,40
30	8826	5,70		4,93		4,41		4,03		3,73	1,91	3,49	2,36	3,29	2,81	3,12	3,26	2,21	7,09
35	7821	5,05		4,37		3,91	1,89	3,57	2,56	3,31	3,23	3,09	3,89	2,91	4,54	2,77	5,17	1,96	10,18
40	7074	4,57		3,95	2,08	3,54	3,01	3,23	3,95	2,99	4,87	2,80	5,74	2,64	6,59	2,50	7,38	1,77	13,51
45	6501	4,20		3,63	3,12	3,25	4,36	2,97	5,59	2,75	6,75	2,57	7,85	2,42	8,88	2,30	9,85	1,63	17,02
50	6050	3,91	2,72	3,38	4,32	3,03	5,91	2,76	7,41	2,56	8,82	2,39	10,12	2,25	11,37	2,14	12,50	1,51	20,63
55	5689	3,67	3,68	3,18	5,67	2,84	7,59	2,60	9,37	2,40	11,01	2,25	12,57	2,12	13,96	2,01	15,26	1,42	24,34
60	5396	3,48	4,74	3,02	7,14	2,70	9,36	2,46	11,46	2,28	13,35	2,13	15,08	2,01	16,65	1,91	18,10	1,35	28,10
65	5156	3,33	5,89	2,88	8,68	2,58	11,26	2,35	13,61	2,18	15,73	2,04	17,67	1,92	19,42	1,82	21,02	1,29	31,78
70	4958	3,20	7,08	2,77	10,28	2,48	13,18	2,26	15,81	2,09	18,12	1,96	20,29	1,85	22,21	1,75	23,96	1,24	35,58
75	4793	3,09	8,33	2,68	11,91	2,40	15,11	2,19	18,00	2,03	20,59	1,89	22,87	1,79	24,96	1,69	26,83	1,20	39,17
80	4657	3,01	9,60	2,60	13,55	2,33	17,10	2,13	20,22	1,97	23,03	1,84	25,52	1,74	27,75	1,65	29,78	1,16	42,98
85	4544	2,93	10,88	2,54	15,21	2,27	19,05	2,07	22,42	1,92	25,42	1,80	28,04	1,69	30,44	1,61	32,58	1,14	46,62
90	4450	2,87	12,12	2,49	16,82	2,23	20,96	2,03	24,59	1,88	27,78	1,76	30,65	1,66	33,19	1,57	35,46	1,11	50,10
95	4373	2,82	13,35	2,44	18,42	2,19	22,82	2,00	26,67	1,85	30,12	1,73	33,12	1,63	35,81	1,55	38,25	1,09	53,59

kzand	10
Tzand	2000

Hgem, diameter hart kruin in meters

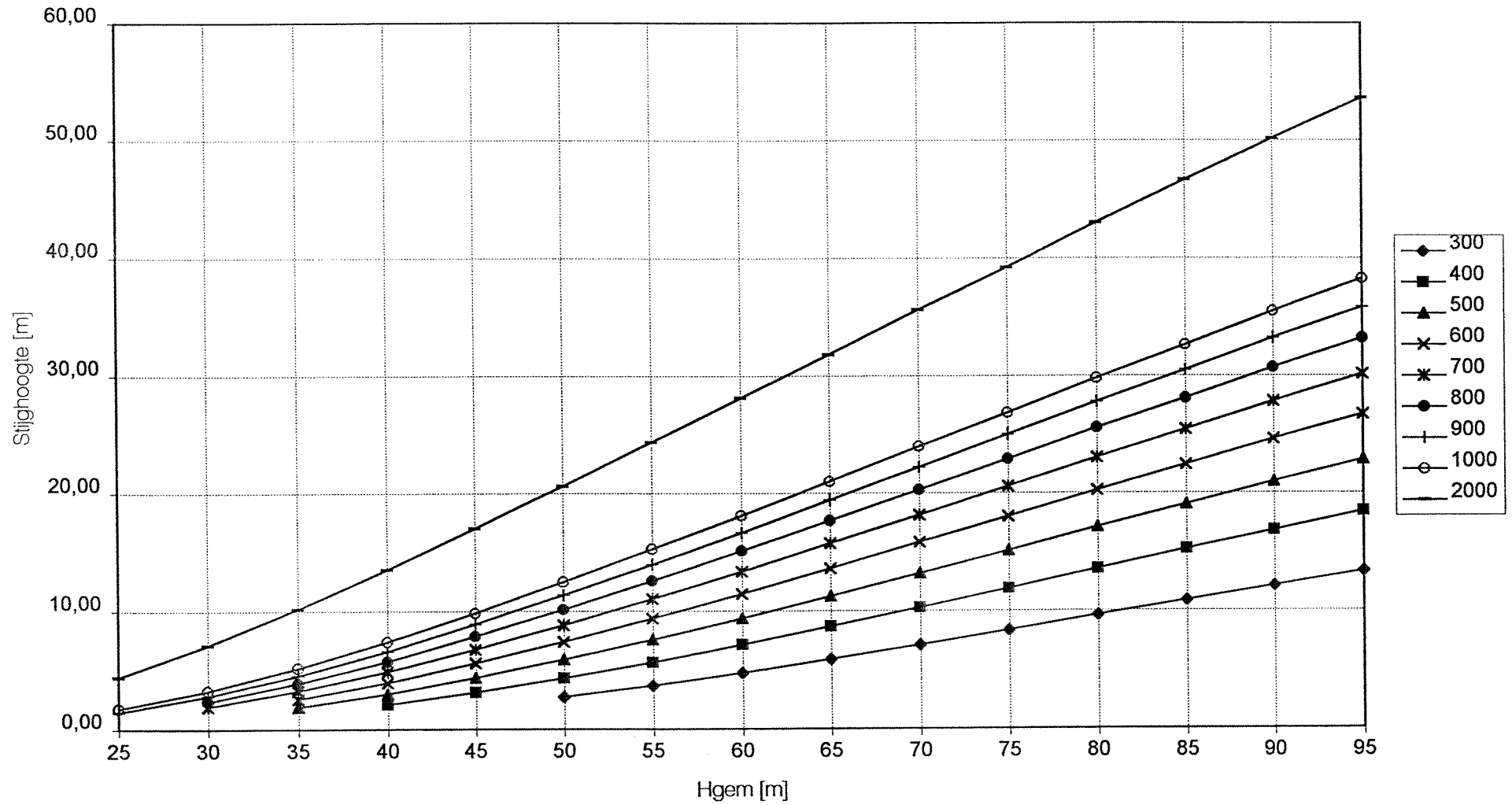
R/λ dimensieloos

φ' in meters in hart bekken

kzand in m/dag

Tzand in m2/dag

Stijghoogten hart bekken versus Hgem



Hgem	diameter hart kruin	R/λ	kwel bij c 300	R/λ	kwel bij c 400	R/λ	kwel bij c 500	R/λ	kwel bij c 600	R/λ	kwel bij c 700	R/λ	kwel bij c 800	R/λ	kwel bij c 900	R/λ	kwel bij c 1000	R/λ	kwel bij c 2000
25	10243	2,96	2,22E+06	2,56	1,88E+06	2,29	1,65E+06	2,09	1,48E+06	1,94	1,35E+06	1,81	1,24E+06	1,71	1,14E+06	1,62	1,07E+06	1,15	6,59E+05
30	8826	2,55	2,25E+06	2,21	1,89E+06	1,97	1,65E+06	1,80	1,47E+06	1,67	1,34E+06	1,56	1,22E+06	1,47	1,13E+06	1,40	1,05E+06	0,99	6,30E+05
35	7821	2,26	2,27E+06	1,96	1,91E+06	1,75	1,66E+06	1,60	1,47E+06	1,48	1,32E+06	1,38	1,21E+06	1,30	1,11E+06	1,24	1,03E+06	0,87	6,09E+05
40	7074	2,04	2,30E+06	1,77	1,92E+06	1,58	1,66E+06	1,44	1,47E+06	1,34	1,32E+06	1,25	1,20E+06	1,18	1,10E+06	1,12	1,02E+06	0,79	5,91E+05
45	6501	1,88	2,33E+06	1,63	1,93E+06	1,45	1,67E+06	1,33	1,47E+06	1,23	1,31E+06	1,15	1,19E+06	1,08	1,09E+06	1,03	1,01E+06	0,73	5,80E+05
50	6050	1,75	2,36E+06	1,51	1,95E+06	1,35	1,68E+06	1,23	1,47E+06	1,14	1,31E+06	1,07	1,19E+06	1,01	1,08E+06	0,96	1,00E+06	0,68	5,71E+05
55	5689	1,64	2,40E+06	1,42	1,97E+06	1,27	1,69E+06	1,16	1,48E+06	1,08	1,32E+06	1,01	1,19E+06	0,95	1,09E+06	0,90	9,96E+05	0,64	5,67E+05
60	5396	1,56	2,44E+06	1,35	2,00E+06	1,21	1,70E+06	1,10	1,49E+06	1,02	1,33E+06	0,95	1,20E+06	0,90	1,09E+06	0,85	1,01E+06	0,60	5,61E+05
65	5156	1,49	2,48E+06	1,29	2,03E+06	1,15	1,73E+06	1,05	1,51E+06	0,97	1,34E+06	0,91	1,20E+06	0,86	1,10E+06	0,82	1,01E+06	0,58	5,65E+05
70	4958	1,43	2,54E+06	1,24	2,07E+06	1,11	1,75E+06	1,01	1,53E+06	0,94	1,36E+06	0,88	1,22E+06	0,83	1,11E+06	0,78	1,02E+06	0,55	5,70E+05
75	4793	1,38	2,59E+06	1,20	2,10E+06	1,07	1,79E+06	0,98	1,56E+06	0,91	1,38E+06	0,85	1,24E+06	0,80	1,12E+06	0,76	1,04E+06	0,54	5,75E+05
80	4657	1,34	2,66E+06	1,16	2,16E+06	1,04	1,83E+06	0,95	1,59E+06	0,88	1,41E+06	0,82	1,26E+06	0,78	1,15E+06	0,74	1,05E+06	0,52	5,81E+05
85	4544	1,31	2,72E+06	1,14	2,21E+06	1,02	1,87E+06	0,93	1,62E+06	0,86	1,44E+06	0,80	1,28E+06	0,76	1,17E+06	0,72	1,07E+06	0,51	5,89E+05
90	4450	1,28	2,80E+06	1,11	2,27E+06	1,00	1,91E+06	0,91	1,66E+06	0,84	1,47E+06	0,79	1,32E+06	0,74	1,20E+06	0,70	1,09E+06	0,50	6,00E+05
95	4373	1,26	2,89E+06	1,09	2,33E+06	0,98	1,97E+06	0,89	1,70E+06	0,83	1,51E+06	0,77	1,36E+06	0,73	1,23E+06	0,69	1,12E+06	0,49	6,17E+05

kzand	50
Tzand	10000

Hgem, diameter hart kruin in meters

R/λ dimensieloos

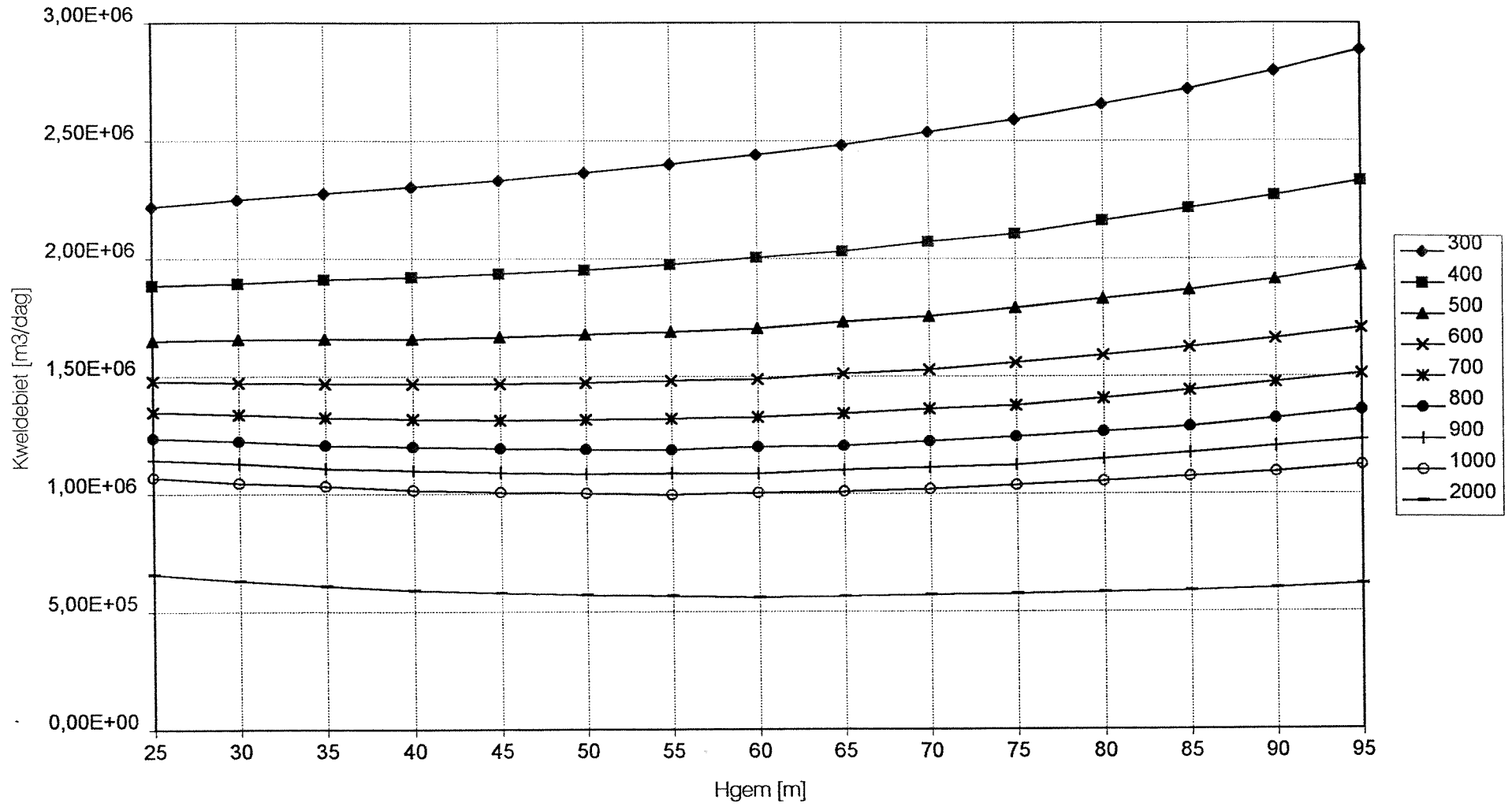
c in dagen

kwel in m3/dag

kzand in m/dag

Tzand in m2/dag

# Kwel versus Hgem



Hgem	diameter hart kruin	R/λ	φ' bij c = 300	R/λ	φ' bij c = 400	R/λ	φ' bij c = 500	R/λ	φ' bij c = 600	R/λ	φ' bij c = 700	R/λ	φ' bij c = 800	R/λ	φ' bij c = 900	R/λ	φ' bij c = 1000	R/λ	φ' bij c = 2000
25	10243	2,96	3,13	2,56	4,40	2,29	5,51	2,09	6,50	1,94	7,39	1,81	8,15	1,71	8,86	1,62	9,49	1,15	13,62
30	8826	2,55	5,33	2,21	7,09	1,97	8,59	1,80	9,85	1,67	10,98	1,56	11,95	1,47	12,80	1,40	13,53	0,99	18,27
35	7821	2,26	7,94	1,96	10,18	1,75	12,02	1,60	13,52	1,48	14,84	1,38	15,96	1,30	16,91	1,24	17,83	0,87	23,07
40	7074	2,04	10,84	1,77	13,51	1,58	15,65	1,44	17,43	1,34	18,90	1,25	20,17	1,18	21,24	1,12	22,19	0,79	27,81
45	6501	1,88	13,94	1,63	17,02	1,45	19,46	1,33	21,41	1,23	23,05	1,15	24,45	1,08	25,60	1,03	26,65	0,73	32,70
50	6050	1,75	17,20	1,51	20,63	1,35	23,35	1,23	25,49	1,14	27,28	1,07	28,76	1,01	29,96	0,96	31,17	0,68	37,54
55	5689	1,64	20,54	1,42	24,34	1,27	27,27	1,16	29,62	1,08	31,50	1,01	33,00	0,95	34,49	0,90	35,48	0,64	42,39
60	5396	1,56	23,94	1,35	28,10	1,21	31,17	1,10	33,62	1,02	35,71	0,95	37,47	0,90	38,71	0,85	40,16	0,60	46,86
65	5156	1,49	27,33	1,29	31,78	1,15	35,22	1,05	37,87	0,97	39,98	0,91	41,67	0,86	43,32	0,82	44,49	0,58	51,94
70	4958	1,43	30,78	1,24	35,58	1,11	39,06	1,01	41,86	0,94	44,22	0,88	46,06	0,83	47,64	0,78	48,96	0,55	56,82
75	4793	1,38	34,17	1,20	39,17	1,07	43,07	0,98	45,98	0,91	48,22	0,85	50,40	0,80	51,76	0,76	53,50	0,54	61,47
80	4657	1,34	37,60	1,16	42,98	1,04	46,97	0,95	50,08	0,88	52,49	0,82	54,53	0,78	56,30	0,74	57,84	0,52	65,95
85	4544	1,31	40,86	1,14	46,62	1,02	50,71	0,93	54,00	0,86	56,68	0,80	58,52	0,76	60,66	0,72	62,02	0,51	70,30
90	4450	1,28	44,17	1,11	50,10	1,00	54,41	0,91	57,79	0,84	60,72	0,79	62,79	0,74	64,86	0,70	66,08	0,50	74,75
95	4373	1,26	47,47	1,09	53,59	0,98	58,27	0,89	61,66	0,83	64,64	0,77	67,02	0,73	68,96	0,69	70,41	0,49	79,65

kzand	50
Tzand	10000

Hgem, diameter hart kruin in meters

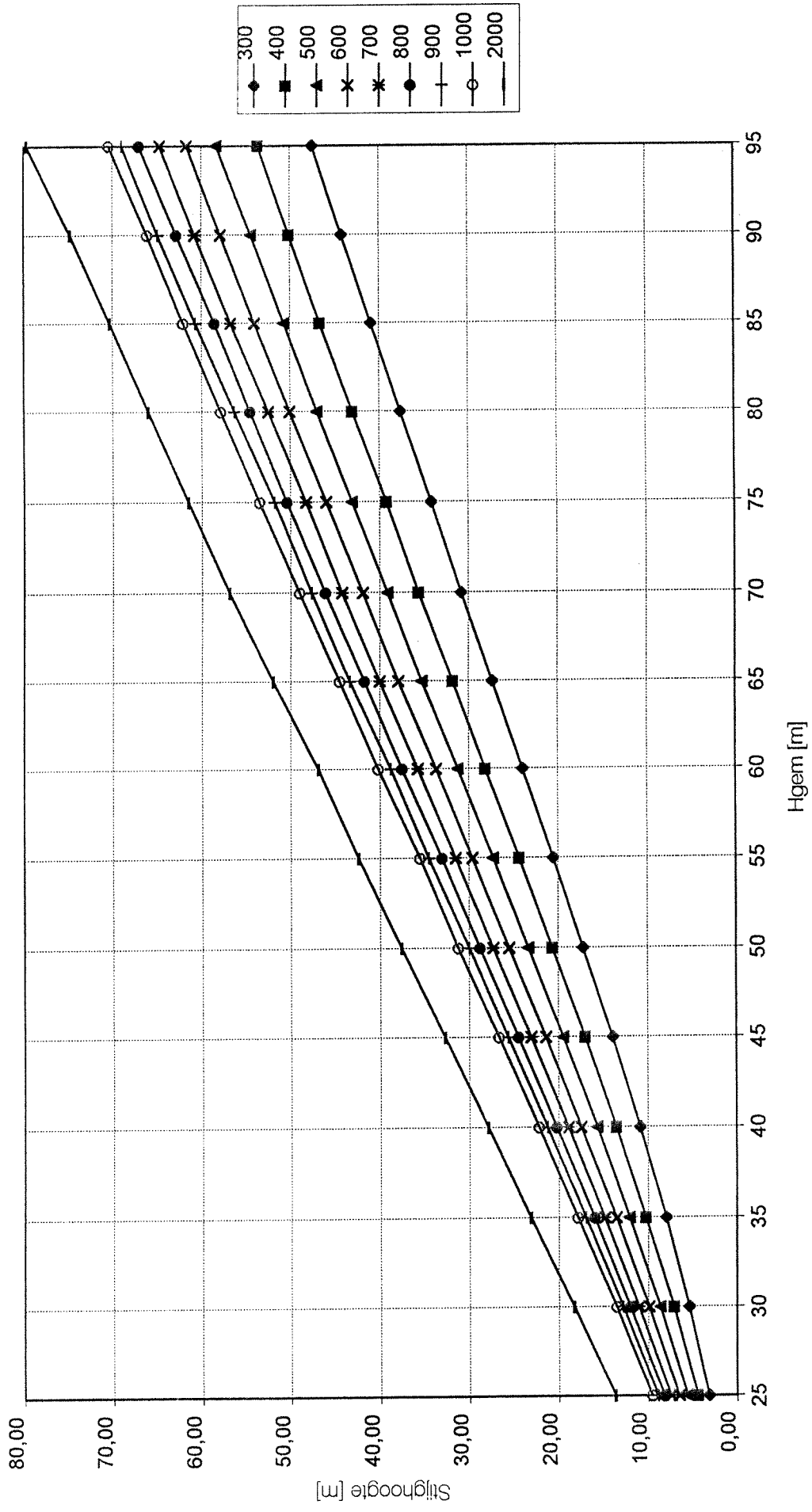
R/λ dimensieloos

φ' in meters in hart bekken

kzand in m/dag

Tzand in m2/dag

Stijghoogten hart bekken versus Hgem



Hgem	diameter hart kruin	R/λ	kwel bij c 300	R/λ	kwel bij c 400	R/λ	kwel bij c 500	R/λ	kwel bij c 600	R/λ	kwel bij c 700	R/λ	kwel bij c 800	R/λ	kwel bij c 900	R/λ	kwel bij c 1000	R/λ	kwel bij c 2000
25	10243	2,09	2,95E+06	1,81	2,47E+06	1,62	2,14E+06	1,48	1,89E+06	1,37	1,70E+06	1,28	1,55E+06	1,21	1,42E+06	1,15	1,32E+06	0,81	7,67E+05
30	8826	1,80	2,94E+06	1,56	2,45E+06	1,40	2,09E+06	1,27	1,84E+06	1,18	1,65E+06	1,10	1,49E+06	1,04	1,37E+06	0,99	1,26E+06	0,70	7,18E+05
35	7821	1,60	2,93E+06	1,38	2,41E+06	1,24	2,06E+06	1,13	1,80E+06	1,05	1,61E+06	0,98	1,45E+06	0,92	1,32E+06	0,87	1,22E+06	0,62	6,85E+05
40	7074	1,44	2,94E+06	1,25	2,40E+06	1,12	2,03E+06	1,02	1,77E+06	0,95	1,58E+06	0,88	1,42E+06	0,83	1,29E+06	0,79	1,18E+06	0,56	6,62E+05
45	6501	1,33	2,93E+06	1,15	2,39E+06	1,03	2,02E+06	0,94	1,75E+06	0,87	1,55E+06	0,81	1,39E+06	0,77	1,27E+06	0,73	1,16E+06	0,51	6,38E+05
50	6050	1,23	2,94E+06	1,07	2,38E+06	0,96	2,01E+06	0,87	1,74E+06	0,81	1,53E+06	0,76	1,38E+06	0,71	1,24E+06	0,68	1,14E+06	0,48	6,27E+05
55	5689	1,16	2,96E+06	1,01	2,37E+06	0,90	1,99E+06	0,82	1,73E+06	0,76	1,53E+06	0,71	1,36E+06	0,67	1,24E+06	0,64	1,13E+06	0,45	6,20E+05
60	5396	1,10	2,97E+06	0,95	2,40E+06	0,85	2,01E+06	0,78	1,73E+06	0,72	1,52E+06	0,67	1,37E+06	0,64	1,24E+06	0,60	1,12E+06	0,43	6,12E+05
65	5156	1,05	3,02E+06	0,91	2,41E+06	0,82	2,02E+06	0,74	1,74E+06	0,69	1,53E+06	0,64	1,37E+06	0,61	1,23E+06	0,58	1,13E+06	0,41	6,06E+05
70	4958	1,01	3,05E+06	0,88	2,44E+06	0,78	2,04E+06	0,72	1,75E+06	0,66	1,55E+06	0,62	1,38E+06	0,58	1,24E+06	0,55	1,14E+06	0,39	6,09E+05
75	4793	0,98	3,11E+06	0,85	2,49E+06	0,76	2,07E+06	0,69	1,77E+06	0,64	1,57E+06	0,60	1,38E+06	0,56	1,26E+06	0,54	1,15E+06	0,38	6,18E+05
80	4657	0,95	3,18E+06	0,82	2,53E+06	0,74	2,11E+06	0,67	1,81E+06	0,62	1,59E+06	0,58	1,41E+06	0,55	1,28E+06	0,52	1,16E+06	0,37	6,28E+05
85	4544	0,93	3,25E+06	0,80	2,57E+06	0,72	2,15E+06	0,66	1,85E+06	0,61	1,61E+06	0,57	1,44E+06	0,54	1,30E+06	0,51	1,18E+06	0,36	6,39E+05
90	4450	0,91	3,32E+06	0,79	2,64E+06	0,70	2,19E+06	0,64	1,89E+06	0,59	1,64E+06	0,56	1,48E+06	0,52	1,33E+06	0,50	1,20E+06	0,35	6,52E+05
95	4373	0,89	3,41E+06	0,77	2,71E+06	0,69	2,25E+06	0,63	1,93E+06	0,58	1,69E+06	0,55	1,51E+06	0,52	1,35E+06	0,49	1,23E+06	0,35	6,66E+05

kzand	100
Tzand	20000

Hgem, diameter hart kruin in meters

R/λ dimensieloos

c in dagen

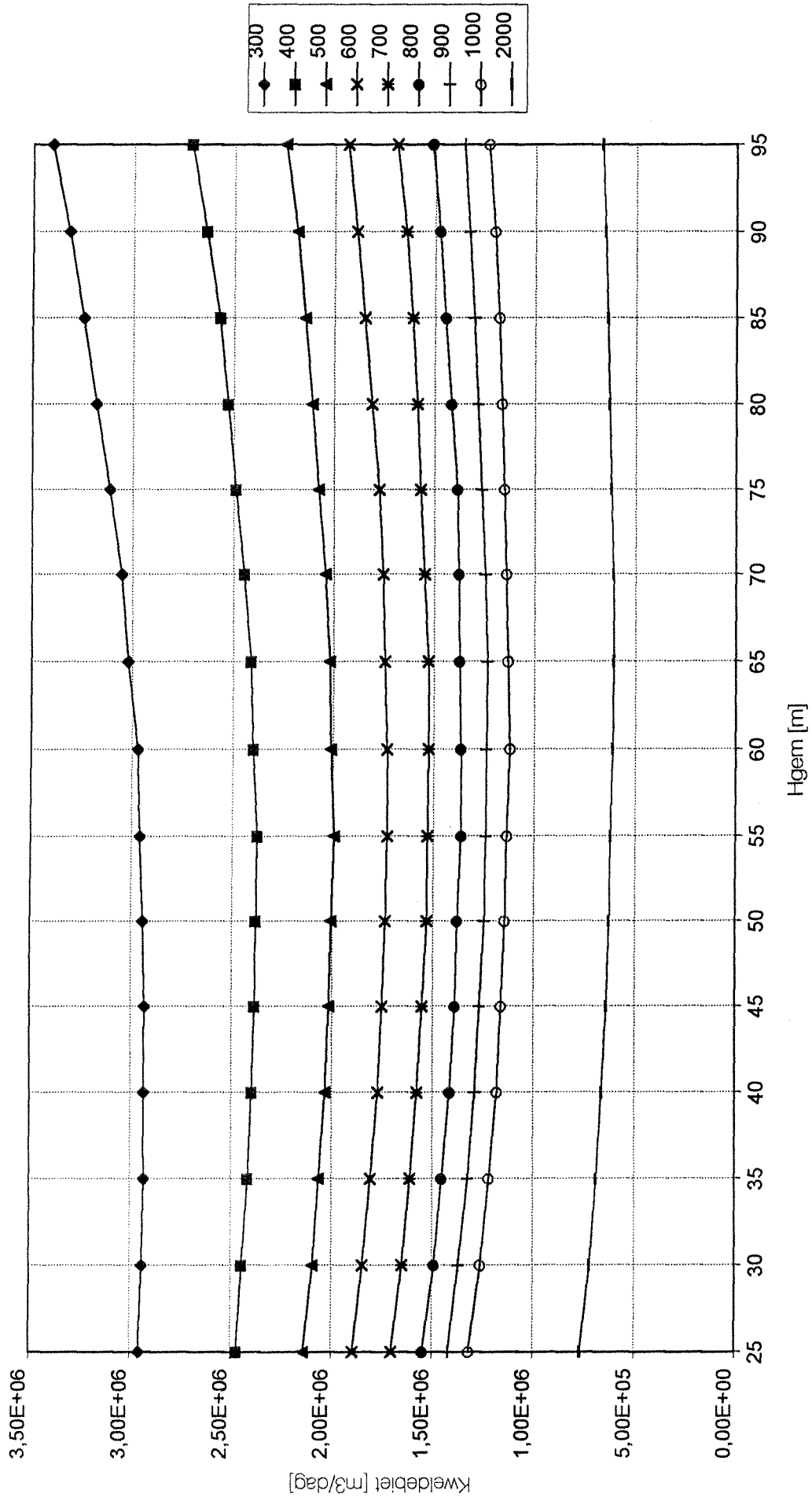
kwel in m3/dag

kzand in m/dag

Tzand in m2/dag



Kweldebiet versus Hgem



Hgem	diameter hart kruin	R/λ	φ' bij c = 300	R/λ	φ' bij c = 400	R/λ	φ' bij c = 500	R/λ	φ' bij c = 600	R/λ	φ' bij c = 700	R/λ	φ' bij c = 800	R/λ	φ' bij c = 900	R/λ	φ' bij c = 1000	R/λ	φ' bij c = 2000
25	10243	2,09	6,50	1,81	8,15	1,62	9,49	1,48	10,60	1,37	11,53	1,28	12,31	1,21	12,98	1,15	13,62	0,81	17,16
30	8826	1,80	9,85	1,56	11,95	1,40	13,53	1,27	14,85	1,18	15,92	1,10	16,79	1,04	17,63	0,99	18,27	0,70	22,10
35	7821	1,60	13,52	1,38	15,96	1,24	17,83	1,13	19,28	1,05	20,50	0,98	21,47	0,92	22,31	0,87	23,07	0,62	27,19
40	7074	1,44	17,43	1,25	20,17	1,12	22,19	1,02	23,79	0,95	25,13	0,88	26,15	0,83	27,11	0,79	27,81	0,56	32,37
45	6501	1,33	21,41	1,15	24,45	1,03	26,65	0,94	28,40	0,87	29,79	0,81	30,84	0,77	31,91	0,73	32,70	0,51	37,17
50	6050	1,23	25,49	1,07	28,76	0,96	31,17	0,87	32,98	0,81	34,34	0,76	35,70	0,71	36,57	0,68	37,54	0,48	42,35
55	5689	1,16	29,62	1,01	33,00	0,90	35,48	0,82	37,53	0,76	39,17	0,71	40,26	0,67	41,48	0,64	42,39	0,45	47,54
60	5396	1,10	33,62	0,95	37,47	0,85	40,16	0,78	42,14	0,72	43,72	0,67	45,11	0,64	46,25	0,60	46,86	0,43	52,32
65	5156	1,05	37,87	0,91	41,67	0,82	44,49	0,74	46,78	0,69	48,28	0,64	49,87	0,61	50,69	0,58	51,94	0,41	56,81
70	4958	1,01	41,86	0,88	46,06	0,78	48,96	0,72	51,14	0,66	53,10	0,62	54,36	0,58	55,56	0,55	56,82	0,39	61,86
75	4793	0,98	45,98	0,85	50,40	0,76	53,50	0,69	55,57	0,64	57,67	0,60	58,68	0,56	60,46	0,54	61,47	0,38	67,30
80	4657	0,95	50,08	0,82	54,53	0,74	57,84	0,67	60,26	0,62	62,06	0,58	63,62	0,55	65,15	0,52	65,95	0,37	72,51
85	4544	0,93	54,00	0,80	58,52	0,72	62,02	0,66	64,77	0,61	66,30	0,57	68,36	0,54	69,68	0,51	70,30	0,36	77,55
90	4450	0,91	57,79	0,79	62,79	0,70	66,08	0,64	69,14	0,59	70,73	0,56	72,97	0,52	74,10	0,50	74,75	0,35	82,46
95	4373	0,89	61,66	0,77	67,02	0,69	70,41	0,63	73,40	0,58	75,39	0,55	77,45	0,52	78,44	0,49	79,65	0,35	87,28

kzand	100
Tzand	20000

Hgem, diameter hart kruin in meters

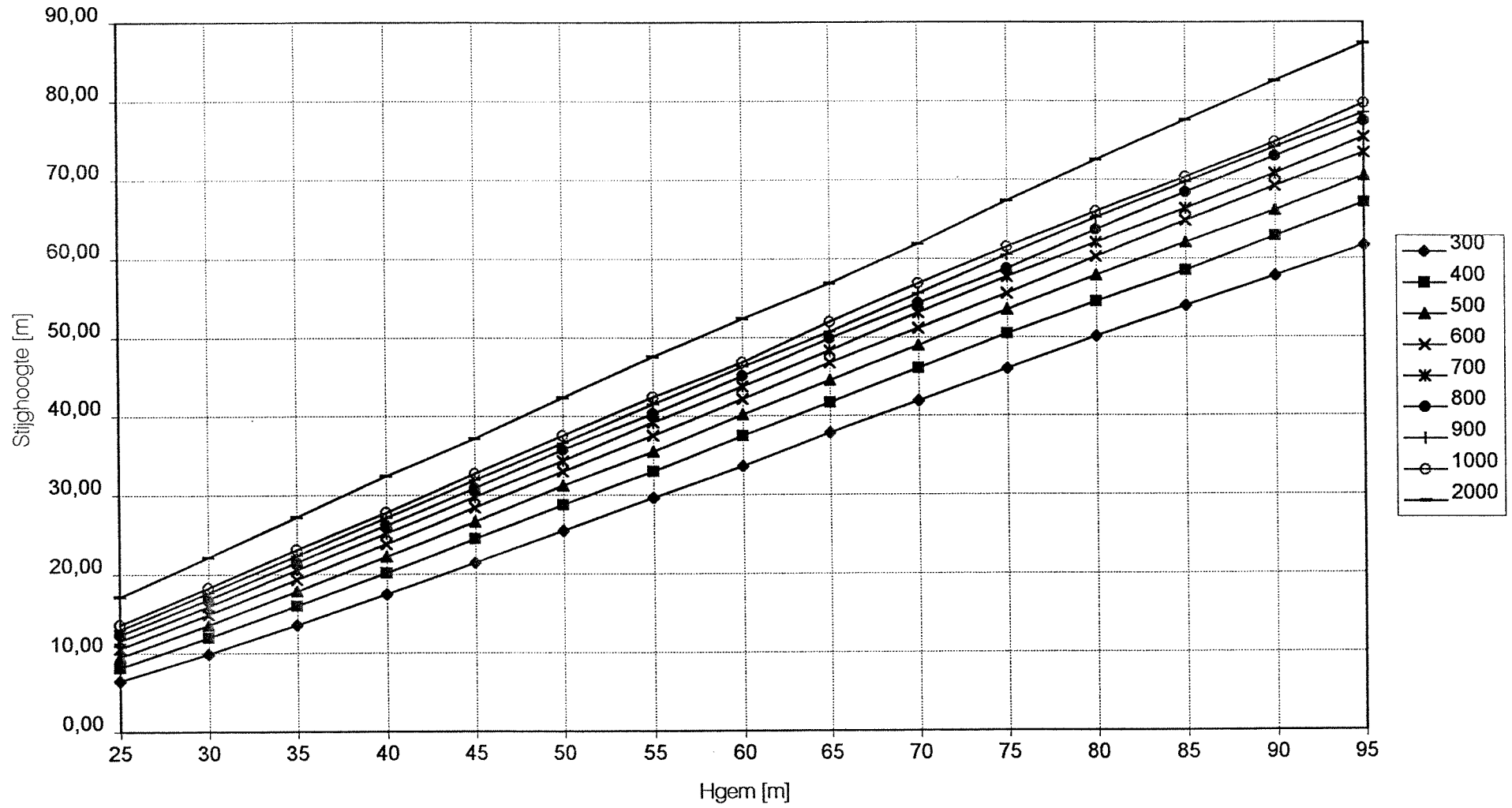
R/λ dimensieloos

φ' in meters in hart bekken

kzand in m/dag

Tzand in m2/dag

Stijghoogten hart bekken versus Hgem



# BIJLAGE 5

Vergelijking SEEP - MSEP

## Resultaten berekeningen bij Grondmechanica Delft, Hgem = 30 meter

	3011	3012	301e
mseep	3,66E-04	5,00E-04	5,59E-04
seep-2d	3,75E-04	5,00E-04	5,58E-04
relatief	-2,26	-0,11	0,15
mseep-ax	9,59	13,09	14,64
seep-ax	10,04	13,15	14,59
relatief	-4,55	-0,48	0,35
ax/dag	8,68E+05	1,14E+06	1,26E+06

	3021	3022	302e
mseep	6,56E-04	9,27E-04	1,12E-03
seep-2d	6,36E-04	9,25E-04	1,12E-03
relatief	3,07	0,22	0,13
mseep-ax	17,16	24,26	29,29
seep-ax	17,19	24,41	29,12
relatief	-0,14	-0,60	0,57
ax/dag	1,49E+06	2,11E+06	2,52E+06

	3031	3032	303e
mseep	2,79E-03	3,66E-03	5,59E-03
seep-2d	2,69E-03	3,75E-03	5,59E-03
relatief	3,83	-2,26	0,09
mseep-ax	73,11	95,86	146,40
seep-ax	73,68	100,43	145,62
relatief	-0,77	-4,55	0,54
ax/dag	6,37E+06	8,68E+06	1,26E+07

	3041	3042	304e
mseep	5,43E-03	6,56E-03	1,12E-02
seep-2d	5,52E-03	6,77E-03	1,12E-02
relatief	-1,77	-3,10	0,18
mseep-ax	142,03	171,63	292,91
seep-ax	152,50	182,66	291,78
relatief	-6,87	-6,04	0,39
ax/dag	1,32E+07	1,58E+07	2,52E+07

	3051	3052	305e
mseep	1,33E-02	1,47E-02	2,80E-02
seep-2d	1,34E-02	1,52E-02	2,79E-02
relatief	-0,60	-3,67	0,24
mseep-ax	349,18	384,52	732,66
seep-ax	371,25	416,01	729,44
relatief	-5,94	-7,57	0,44
ax/dag	3,21E+07	3,59E+07	6,30E+07

### Verklaring gebruikte afkortingen

- mseep = kweldebiet volgens twee-dimensionale berekening in MSEEP4.5, in m<sup>3</sup>/s/m<sup>1</sup>  
 seep-2d = idem, in SEEP/3  
 relatief = verschil tussen de twee bovenstaande resultaten in procenten  
 mseep-ax = kweldebiet berekend met MSEEP4.5, vermenigvuldigd met dijk lengte, in m<sup>3</sup>/s  
 seep-ax = kweldebiet volgens axiaal-symmetrische berekening in SEEP/3, in m<sup>3</sup>/s  
 ax/dag = idem, omgerekend naar m<sup>3</sup>/dag

cijfer/lettercodes boven kolommen: eerste 2 cijfers bepalen gemiddelde valhoogte, derde cijfer bepaalt zandsoort, vierde karakter geeft kleisoort aan als er een 1 of een 2 gebruikt is, een 'e' geeft aan dat er geen kleilaag is toegepast. Voor toegepaste doorlatendheden zie nevenstaande tabel.

zand	k [m/s]	klei	k [m/s]
1	5,00E-05	1	6,00E-05
2	1,00E-04	2	5,00E-05
3	5,00E-04		
4	1,00E-03		
5	2,50E-03		

Resultaten berekeningen bij Grondmechanica Delft, Hgem = 35 meter

	3511	3512	351e
mseep	4,12E-04	5,57E-04	6,20E-04
seep-2d	4,15E-04	5,68E-04	6,37E-04
relatief	-0,66	-2,06	-2,61
mseep-ax	9,43	12,73	14,19
seep-ax	9,72	13,02	14,48
relatief	-2,94	-2,16	-2,02
ax/dag	8,40E+05	1,12E+06	1,25E+06

	3521	3522	352e
mseep	7,41E-04	1,04E-03	1,24E-03
seep-2d	7,42E-04	1,06E-03	1,27E-03
relatief	-0,13	-1,53	-2,51
mseep-ax	16,96	23,82	28,40
seep-ax	17,54	24,34	28,96
relatief	-3,31	-2,13	-1,93
ax/dag	1,52E+06	2,10E+06	2,50E+06

	3531	3532	353e
mseep	3,18E-03	4,12E-03	6,20E-03
seep-2d	3,07E-03	4,15E-03	6,37E-03
relatief	3,39	-0,66	-2,61
mseep-ax	72,72	94,35	141,85
seep-ax	73,83	97,20	144,78
relatief	-1,50	-2,94	-2,02
ax/dag	6,38E+06	8,40E+06	1,25E+07

	3541	3542	354e
mseep	6,18E-03	7,41E-03	1,24E-02
seep-2d	5,87E-03	7,42E-03	1,27E-02
relatief	5,37	-0,14	-2,51
mseep-ax	141,44	169,61	283,98
seep-ax	141,63	175,42	289,56
relatief	-0,13	-3,31	-1,93
ax/dag	1,22E+07	1,52E+07	2,50E+07

	3551	3552	355e
mseep	1,52E-02	1,67E-02	3,10E-02
seep-2d	1,43E-02	1,65E-02	3,18E-02
relatief	6,22	1,42	-2,53
mseep-ax	346,68	381,92	709,84
seep-ax	344,92	393,03	723,90
relatief	0,51	-2,83	-1,94
ax/dag	2,98E+07	3,40E+07	6,25E+07

Resultaten berekeningen bij Grondmechanica Delft, Hgem = 40 meter

	4011	4012	401e
mseep	4,66E-04	6,24E-04	6,94E-04
seep-2d	4,77E-04	6,34E-04	7,12E-04
relatief	-2,16	-1,59	-2,50
mseep-ax	9,54	12,76	14,21
seep-ax	9,78	12,93	14,43
relatief	-2,45	-1,30	-1,53
ax/dag	8,45E+05	1,12E+06	1,25E+06

	4021	4022	402e
mseep	8,42E-04	1,17E-03	1,39E-03
seep-2d	7,97E-04	1,15E-03	1,43E-03
relatief	5,64	1,86	-2,55
mseep-ax	17,23	23,93	28,42
seep-ax	16,89	23,58	28,85
relatief	1,99	1,51	-1,49
ax/dag	1,46E+06	2,04E+06	2,49E+06

	4031	4032	403e
mseep	3,63E-03	4,66E-03	6,94E-03
seep-2d	3,55E-03	4,68E-03	7,13E-03
relatief	2,13	-0,29	-2,59
mseep-ax	74,18	95,43	142,06
seep-ax	76,45	97,82	144,27
relatief	-2,97	-2,45	-1,53
ax/dag	6,61E+06	8,45E+06	1,25E+07

	4041	4042	404e
mseep	7,05E-03	8,42E-03	1,39E-02
seep-2d	6,90E-03	7,97E-03	1,43E-02
relatief	2,21	5,64	-2,55
mseep-ax	144,31	172,29	284,25
seep-ax	149,11	168,93	288,54
relatief	-3,22	1,99	-1,49
ax/dag	1,29E+07	1,46E+07	2,49E+07

	4051	4052	405e
mseep	1,74E-02	1,90E-02	3,47E-02
seep-2d	1,69E-02	1,87E-02	3,53E-02
relatief	2,71	1,89	-1,70
mseep-ax	355,47	389,23	710,93
seep-ax	366,45	399,45	715,39
relatief	-3,00	-2,56	-0,62
ax/dag	3,17E+07	3,45E+07	6,18E+07

Resultaten berekeningen bij Grondmechanica Delft, Hgem = 45 meter

	4511	4512	451e
mseep	5,06E-04	6,68E-04	7,40E-04
seep-2d	5,10E-04	6,82E-04	7,53E-04
relatief	-0,85	-2,14	-1,62
mseep-ax	9,26	12,23	13,56
seep-ax	9,59	12,41	13,57
relatief	-3,44	-1,47	-0,08
ax/dag	8,28E+05	1,07E+06	1,17E+06

	4521	4522	452e
mseep	9,14E-04	1,26E-03	1,48E-03
seep-2d	9,05E-04	1,29E-03	1,51E-03
relatief	1,06	-2,50	-1,75
mseep-ax	16,75	22,99	27,09
seep-ax	17,12	23,52	27,14
relatief	-2,19	-2,28	-0,20
ax/dag	1,48E+06	2,03E+06	2,35E+06

	4531	4532	453e
mseep	3,95E-03	5,06E-03	7,40E-03
seep-2d	4,01E-03	5,10E-03	7,53E-03
relatief	-1,44	-0,85	-1,62
mseep-ax	72,33	92,58	135,61
seep-ax	77,83	95,89	135,72
relatief	-7,07	-3,44	-0,08
ax/dag	6,72E+06	8,28E+06	1,17E+07

	4541	4542	454e
mseep	7,69E-03	9,14E-03	1,48E-02
seep-2d	7,72E-03	9,05E-03	1,51E-02
relatief	-0,31	1,06	-1,75
mseep-ax	140,90	167,48	270,89
seep-ax	150,77	171,23	271,44
relatief	-6,55	-2,19	-0,20
ax/dag	1,30E+07	1,48E+07	2,35E+07

	4551	4552	455e
mseep	1,89E-02	2,07E-02	3,70E-02
seep-2d	1,88E-02	2,13E-02	3,76E-02
relatief	0,57	-2,88	-1,62
mseep-ax	346,90	378,95	678,04
seep-ax	368,33	409,43	678,60
relatief	-5,82	-7,45	-0,08
ax/dag	3,18E+07	3,54E+07	5,86E+07



Resultaten berekeningen bij Grondmechanica Delft, Hgem = 50 meter

	5011	5012	501e
mseep	5,57E-04	7,27E-04	8,00E-04
seep-2d	5,47E-04	7,28E-04	8,10E-04
relatief	1,83	-0,20	-1,27
mseep-ax	9,57	12,50	13,76
seep-ax	9,57	12,39	13,66
relatief	-0,01	0,90	0,73
ax/dag	8,27E+05	1,07E+06	1,18E+06

	5021	5022	502e
mseep	1,01E-03	1,37E-03	1,60E-03
seep-2d	9,91E-04	1,31E-03	1,62E-03
relatief	1,81	4,31	-1,39
mseep-ax	17,35	23,55	27,48
seep-ax	17,58	22,49	27,31
relatief	-1,29	4,73	0,61
ax/dag	1,52E+06	1,94E+06	2,36E+06

	5031	5032	503e
mseep	4,34E-03	5,57E-03	8,00E-03
seep-2d	4,45E-03	5,62E-03	8,05E-03
relatief	-2,50	-1,03	-0,71
mseep-ax	74,68	95,74	137,56
seep-ax	81,20	98,90	135,97
relatief	-8,03	-3,20	1,17
ax/dag	7,02E+06	8,54E+06	1,17E+07

	5041	5042	504e
mseep	8,53E-03	1,01E-02	1,60E-02
seep-2d	8,57E-03	9,90E-03	1,61E-02
relatief	-0,52	1,91	-0,83
mseep-ax	146,71	173,53	274,79
seep-ax	157,32	175,77	271,94
relatief	-6,74	-1,27	1,05
ax/dag	1,36E+07	1,52E+07	2,35E+07

Resultaten berekeningen bij Grondmechanica Delft, Hgem = 55 meter

	5511	5512	551e
mseep	5,96E-04	7,72E-04	8,47E-04
seep-2d	5,68E-04	7,51E-04	8,44E-04
relatief	5,02	2,78	0,25
mseep-ax	9,58	12,41	13,61
seep-ax	9,28	11,89	13,23
relatief	3,33	4,38	2,86
ax/dag	8,01E+05	1,03E+06	1,14E+06

	5521	5522	552e
mseep	1,09E-03	1,46E-03	1,69E-03
seep-2d	1,05E-03	1,45E-03	1,69E-03
relatief	3,52	0,70	0,13
mseep-ax	17,47	23,45	27,19
seep-ax	17,35	23,03	26,46
relatief	0,67	1,83	2,74
ax/dag	1,50E+06	1,99E+06	2,29E+06

	5531	5532	553e
mseep	4,74E-03	5,96E-03	8,47E-03
seep-2d	4,53E-03	5,68E-03	8,44E-03
relatief	4,63	5,02	0,25
mseep-ax	76,15	95,84	136,11
seep-ax	76,45	92,76	132,32
relatief	-0,39	3,33	2,86
ax/dag	6,60E+06	8,01E+06	1,14E+07

	5541	5542	554e
mseep	9,22E-03	1,09E-02	1,69E-02
seep-2d	8,75E-03	1,05E-02	1,69E-02
relatief	5,42	3,52	0,17
mseep-ax	148,25	174,66	271,99
seep-ax	148,19	173,50	264,64
relatief	0,04	0,67	2,78
ax/dag	1,28E+07	1,50E+07	2,29E+07

Resultaten berekeningen bij Grondmechanica Delft, Hgem = 60 meter en 65 meter

	6011	6012	601e
mseep	6,36E-04	8,16E-04	8,94E-04
seep-2d	6,44E-04	8,14E-04	8,87E-04
relatief	-1,26	0,18	0,81
mseep-ax	9,64	12,38	13,57
seep-ax	9,85	12,08	13,32
relatief	-2,07	2,45	1,84
ax/dag	8,51E+05	1,04E+06	1,15E+06

	6021	6022	602e
mseep	1,16E-03	1,55E-03	1,79E-03
seep-2d	1,16E-03	1,55E-03	1,77E-03
relatief	0,29	-0,10	1,06
mseep-ax	17,60	23,44	27,14
seep-ax	18,07	23,07	26,64
relatief	-2,59	1,63	1,88
ax/dag	1,56E+06	1,99E+06	2,30E+06

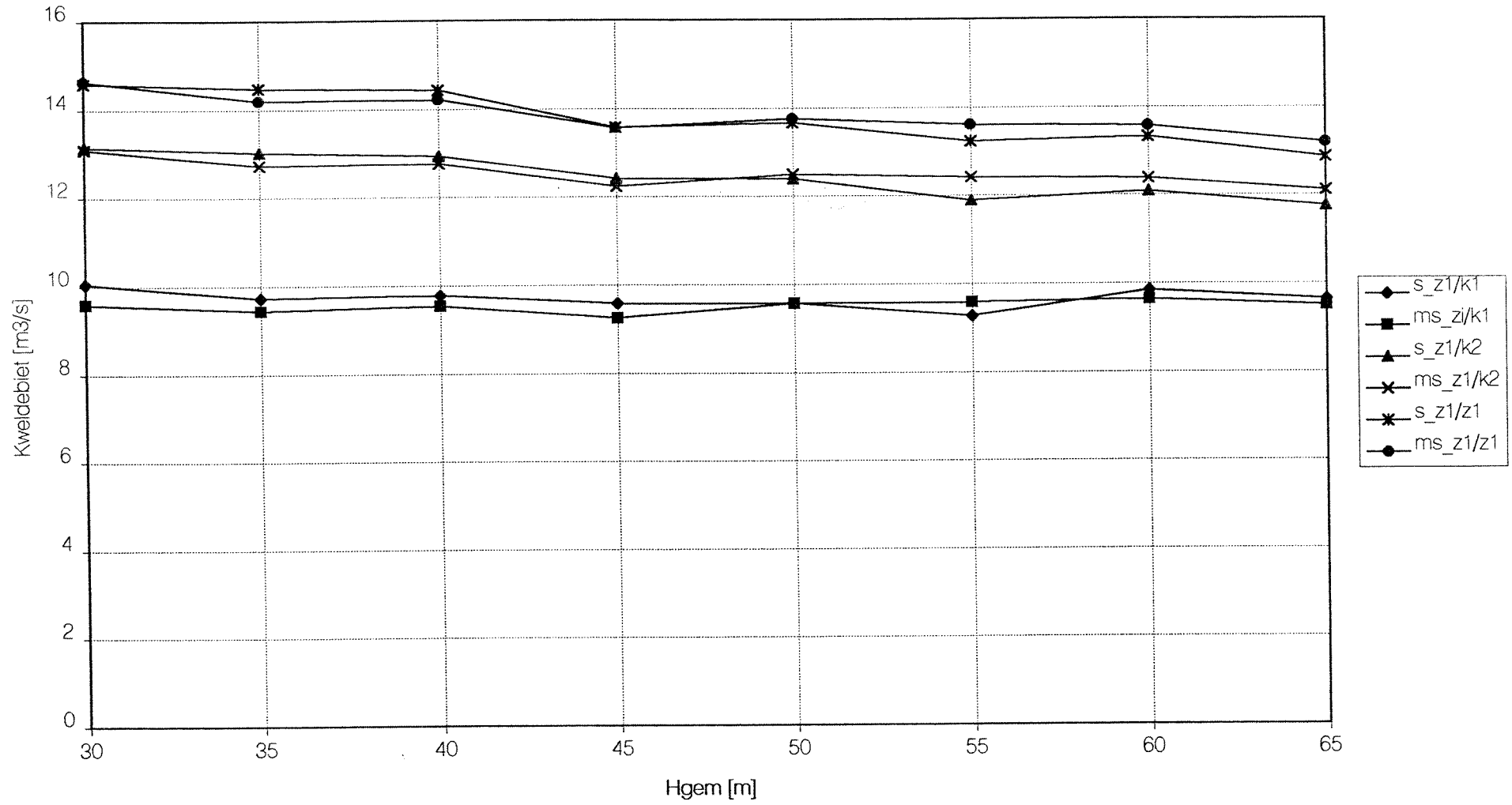
	6031	6032	603e
mseep	5,07E-03	6,36E-03	8,94E-03
seep-2d	4,88E-03	6,44E-03	8,87E-03
relatief	3,83	-1,26	0,81
mseep-ax	76,95	96,45	135,65
seep-ax	77,83	98,48	133,21
relatief	-1,13	-2,07	1,84
ax/dag	6,72E+06	8,51E+06	1,15E+07

	6511	6512	651e
mseep	6,58E-04	8,39E-04	9,14E-04
seep-2d	6,67E-04	8,37E-04	9,09E-04
relatief	-1,39	0,24	0,54
mseep-ax	9,50	12,11	13,19
seep-ax	9,64	11,75	12,86
relatief	-1,41	3,05	2,55
ax/dag	8,33E+05	1,02E+06	1,11E+06

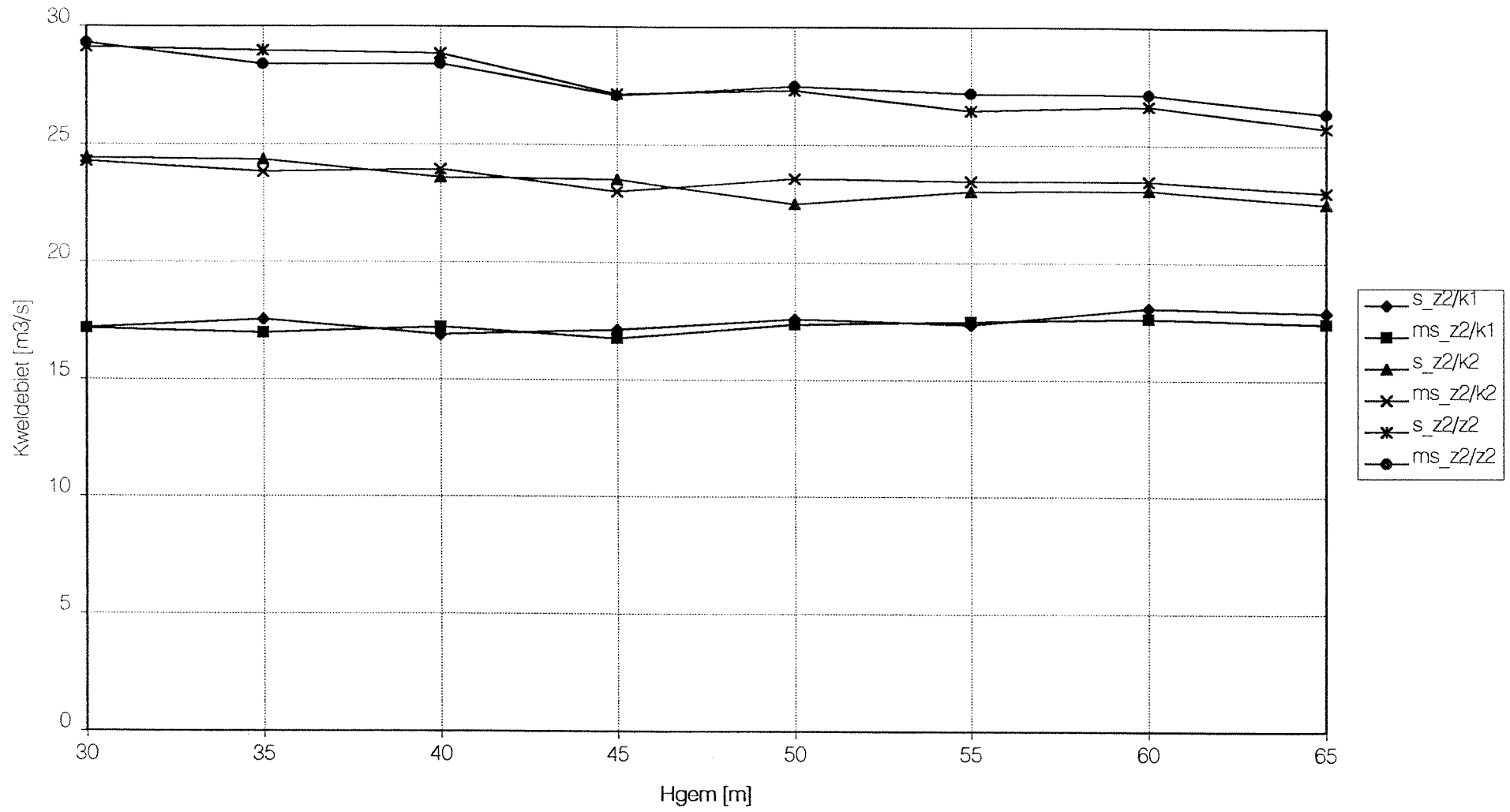
	6521	6522	652e
mseep	1,20E-03	1,59E-03	1,83E-03
seep-2d	1,21E-03	1,59E-03	1,82E-03
relatief	-0,25	-0,01	0,43
mseep-ax	17,40	22,97	26,35
seep-ax	17,87	22,49	25,73
relatief	-2,63	2,15	2,43
ax/dag	1,54E+06	1,94E+06	2,22E+06

	6531	6532	653e
mseep	5,28E-03	6,58E-03	9,14E-03
seep-2d	5,10E-03	6,67E-03	9,09E-03
relatief	3,67	-1,39	0,54
mseep-ax	76,29	95,02	131,91
seep-ax	76,95	96,38	128,63
relatief	-0,85	-1,41	2,55
ax/dag	6,65E+06	8,33E+06	1,11E+07

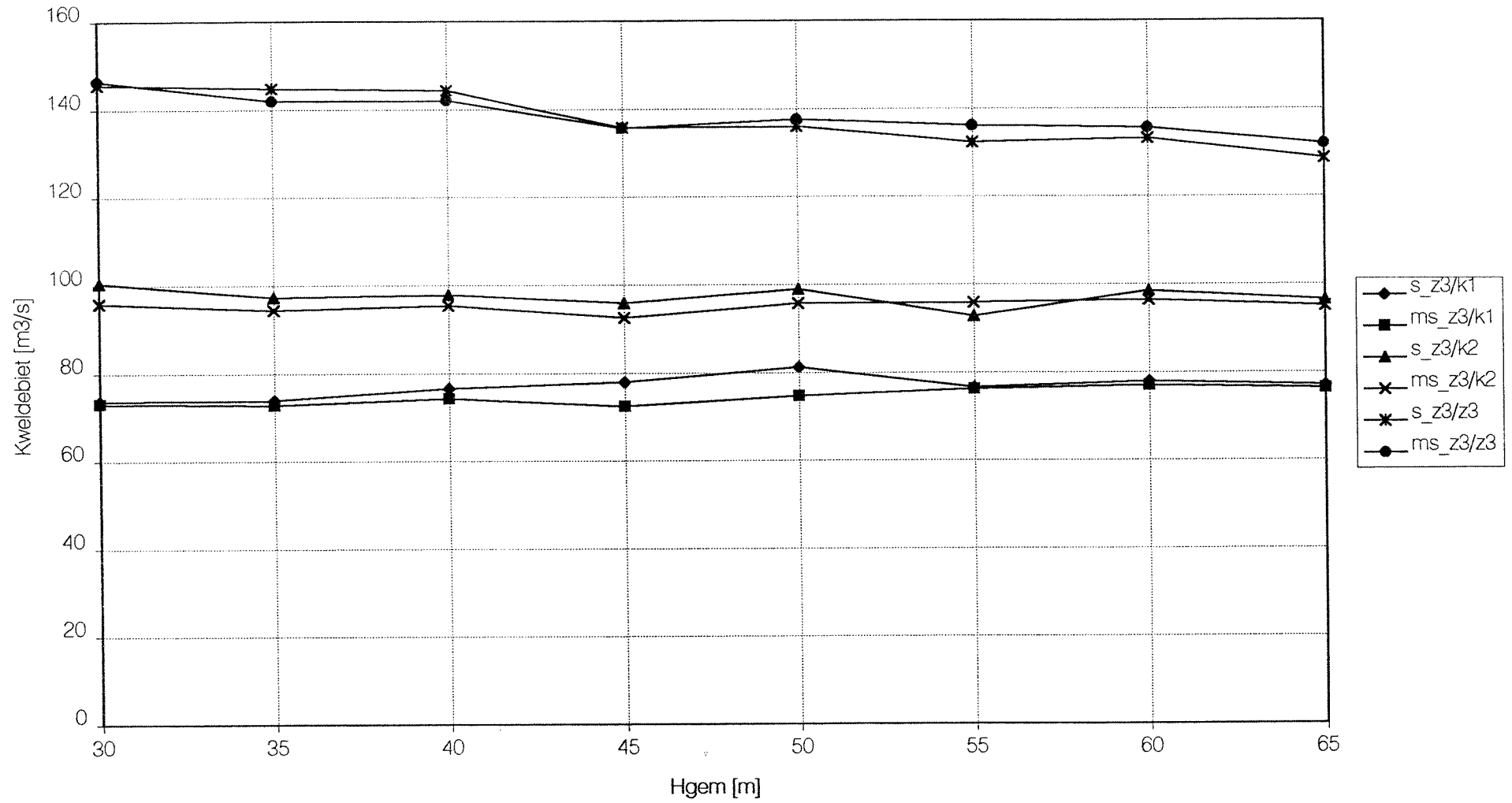
Vergelijking SEEP/MSEEP  
zand  $k=5E-5$  m/s



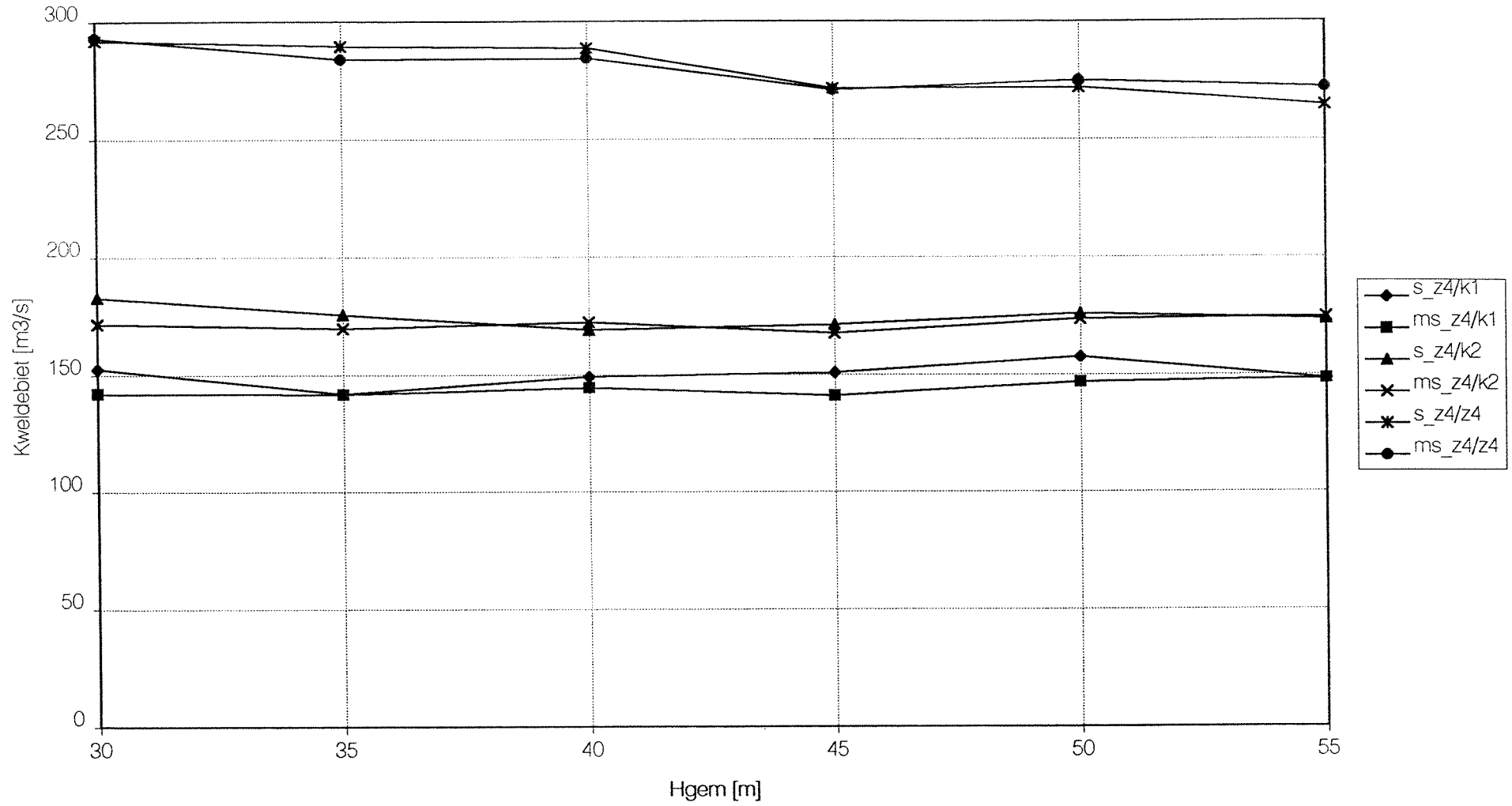
Vergelijking SEEP/MSEEP  
zand  $k=1E-4$  m/s



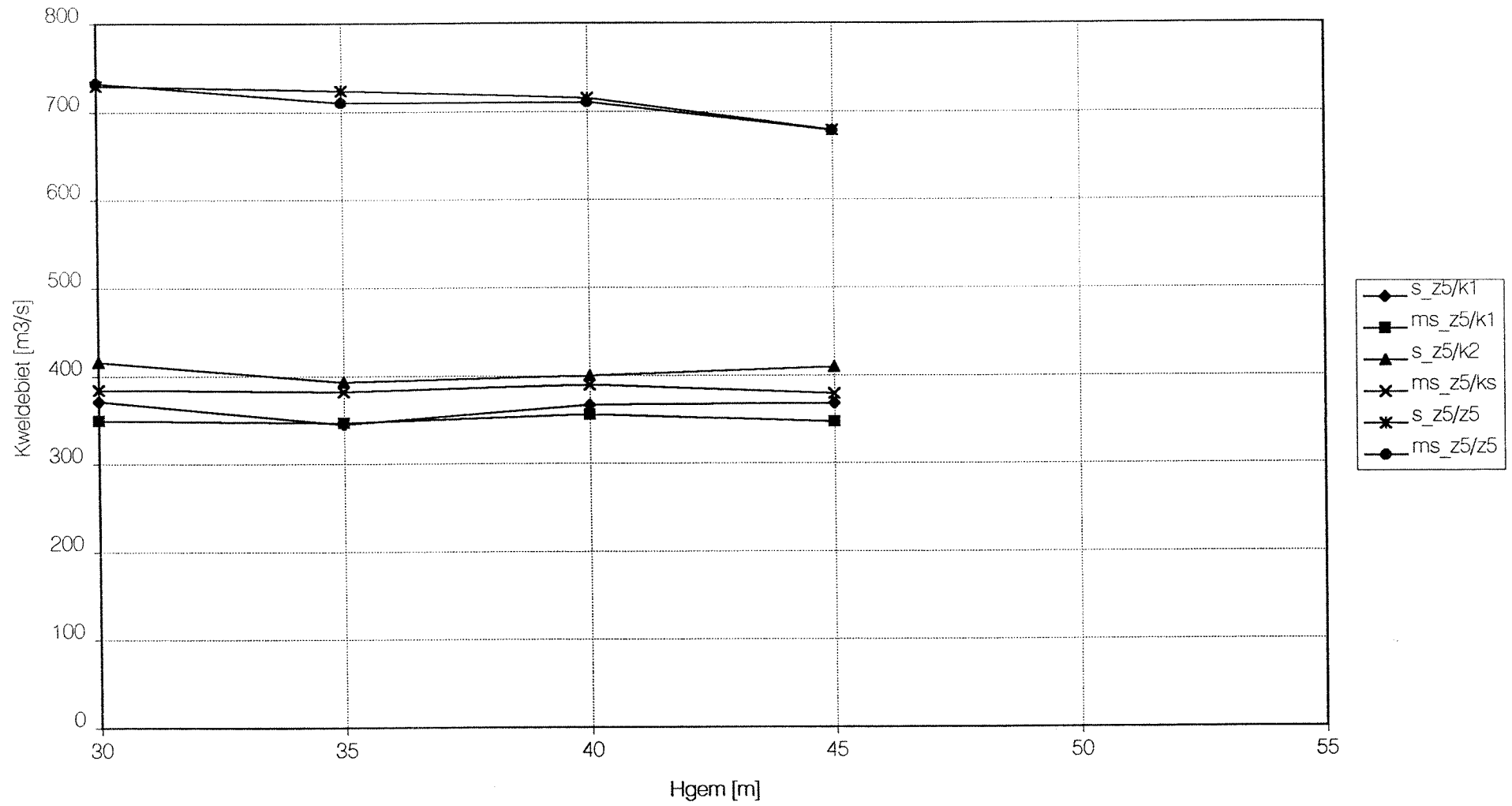
Vergelijking SEEP/MSEEP  
zand  $k=5E-4$  m/s



Vergelijking SEEP/MSEEP  
zand k=1E-3 m/s

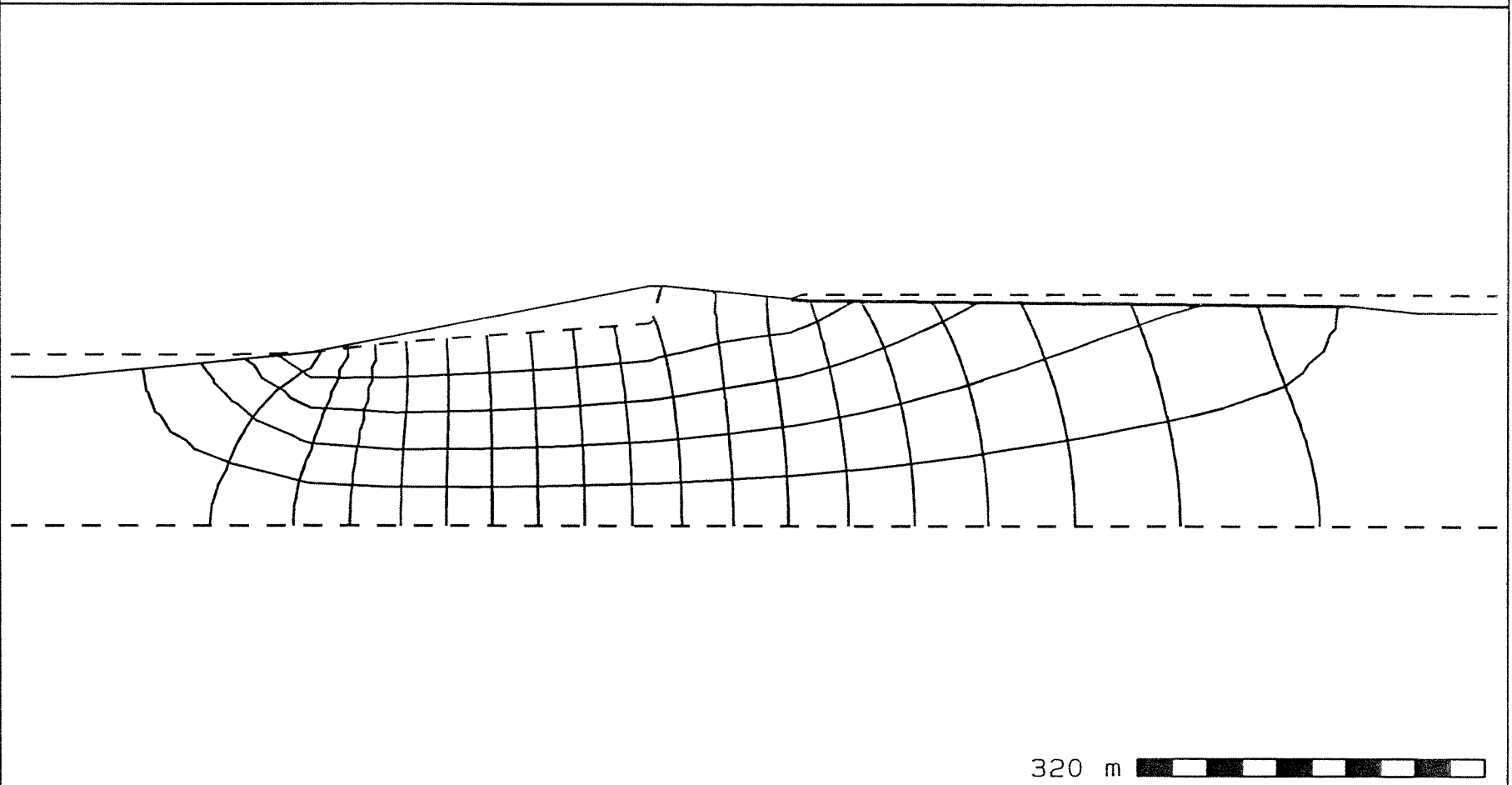



Vergelijking SEEP/MSEEP  
zand  $k=2,5E-3$  m/s



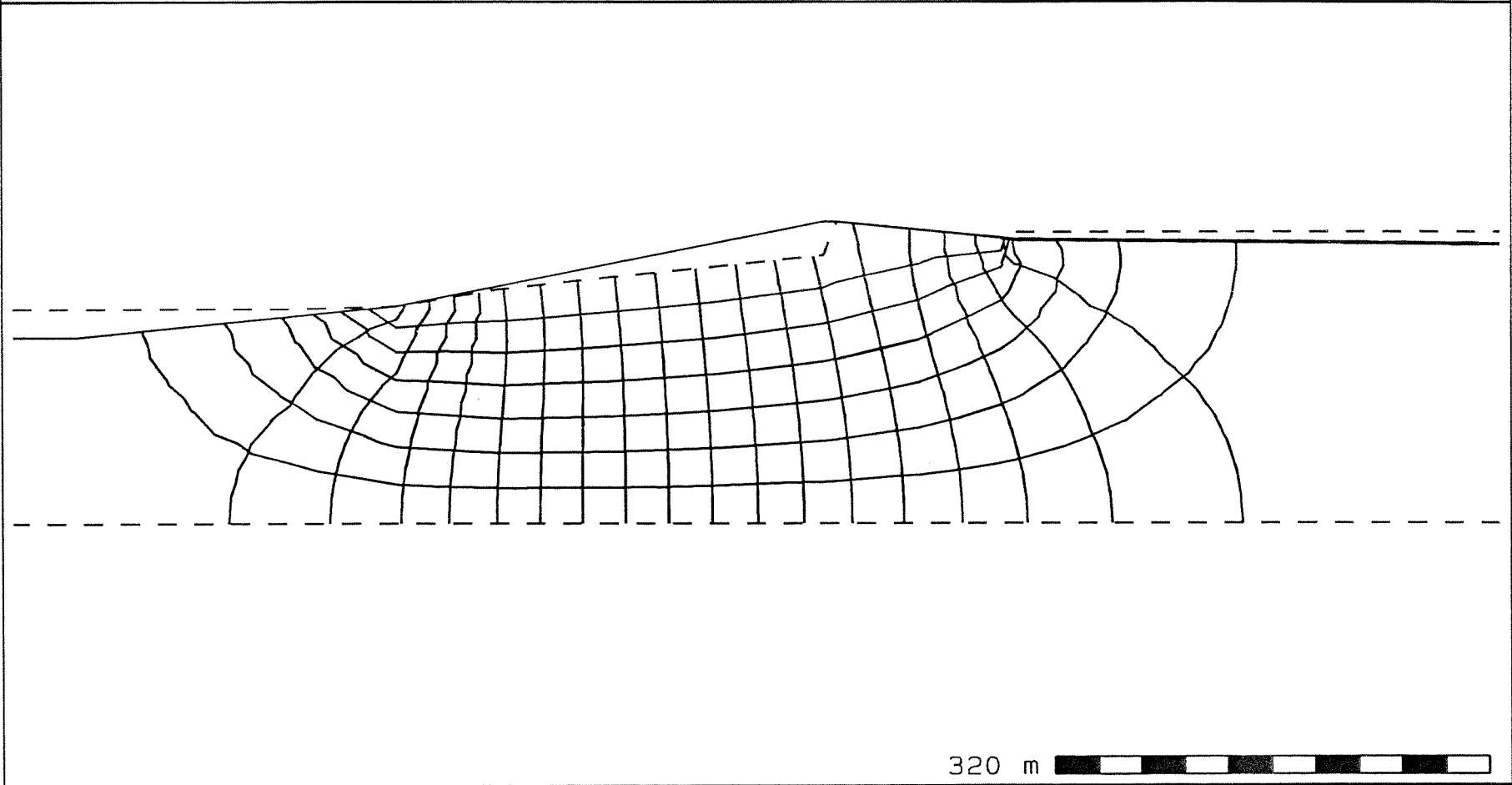


EQUIPOTENTIAL LINES & STREAM LINES CROSS SECTION



<p>DELFT GEOTECHNICS Lic: INTERN Cop: S1</p>	<p>Equipotential lines : 20    Stream lines : 4 Minimum : 160.00 [m]    Maximum : 217.00 [m]</p>
<p> MSEEP [5.0] File : SEEP6511</p>	<p>kwel 65 meter zand1/klei1</p>

EQUIPOTENTIAL LINES & STREAM LINES CROSS SECTION



DELFT GEOTECHNICS

Lic: INTERN Cop: S1

Equipotential lines : 20      Stream lines : 6

Minimum : 160.00 [m]      Maximum : 217.00 [m]



MSEEP [5.0]

File : SEEP653E

kwel 65 meter

zand3/zand3

# BIJLAGE 6

Vergelijking dicht buitentalud - buitentalud met klei

## VERGELIJKING DICHT BUITENTALUD - BUITENTALUD MET KLEI

In deze bijlage wordt aangetoond dat in MSEEP al vrij snel gerekend kan worden met een volkomen dichte grens, terwijl er in werkelijkheid een begrenzing met een afdichting van klei wordt toegepast. Ter illustratie van deze stelling wordt de zone op het buitentalud van de dijk met talud 1:100 beschouwd (zie tekening PAC-02/PAC-02A).

### berekening met kleilaag

Eerst is een berekening gemaakt met een toplaag van klei, met een weerstand van ongeveer 12 dagen ( $k = 1E-6$  m/s, de dikte van de kleilaag bedraagt 1 m. De doorlatendheid van het zand is gesteld op  $1E-3$  m/s). Dit leidt tot de vierkantennetten met de filenaam VERG1. Uit de berekening dat het grootste deel van het intredende water via de kleilaag in het zandlichaam komt en dat het debiet  $6,896 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$  bedraagt.

### berekening met 'closed boundary'

Vervolgens is een berekening gemaakt zonder klei. De grens tussen de zee en het zandlichaam is nu in de zone met talud 1:100 dicht gemaakt, door een 'closed boundary' op te geven voor deze zone [36]. De hierbij behorende vierkantennetten zijn gelabeld met de filenaam VERG2. Nu blijkt duidelijk dat het water vooral in de zone tussen het talud 1:100 en de zeebodem intreedt. Het intredende debiet bedraagt nu  $7,067E-3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$ .

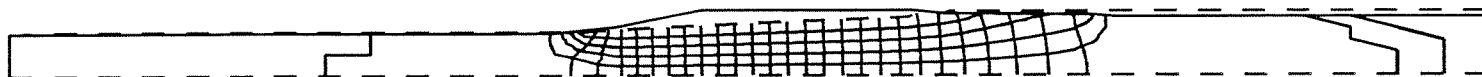
### resultaten

Het relatieve verschil tussen de twee gevonden waarden bedraagt:

$$D = \frac{6,896 \cdot 10^{-3} - 7,067 \cdot 10^{-3}}{7,067 \cdot 10^{-3}} \cdot 100\% = -2,4\%$$

In de gekozen geometrie blijkt een doorlatendheid van klei, die duizend maal kleiner is dan die van het zand, afwijkingen in de resultaten te geven van slechts 2,4%. Dit is verwaarloosbaar ten opzichte van de overige onzekerheden in het model (de doorlatendheid van de bodem is een grote onbekende). Wel is het zo dat de locatie van het intredende water duidelijk wordt beïnvloed door deze aanpassing. Zolang de gebruiker zich van deze afwijking bewust is, hoeft dat geen probleem te betekenen. In de berekeningen met MSEEP, ter vaststelling van de te verwachten kweldebieten is dus niet meer gerekend met kleilagen (in de vergelijkende berekeningen tussen SEEP en MSEEP is dat nog wel gedaan), maar in plaats daarvan met dichte begrenzingen.

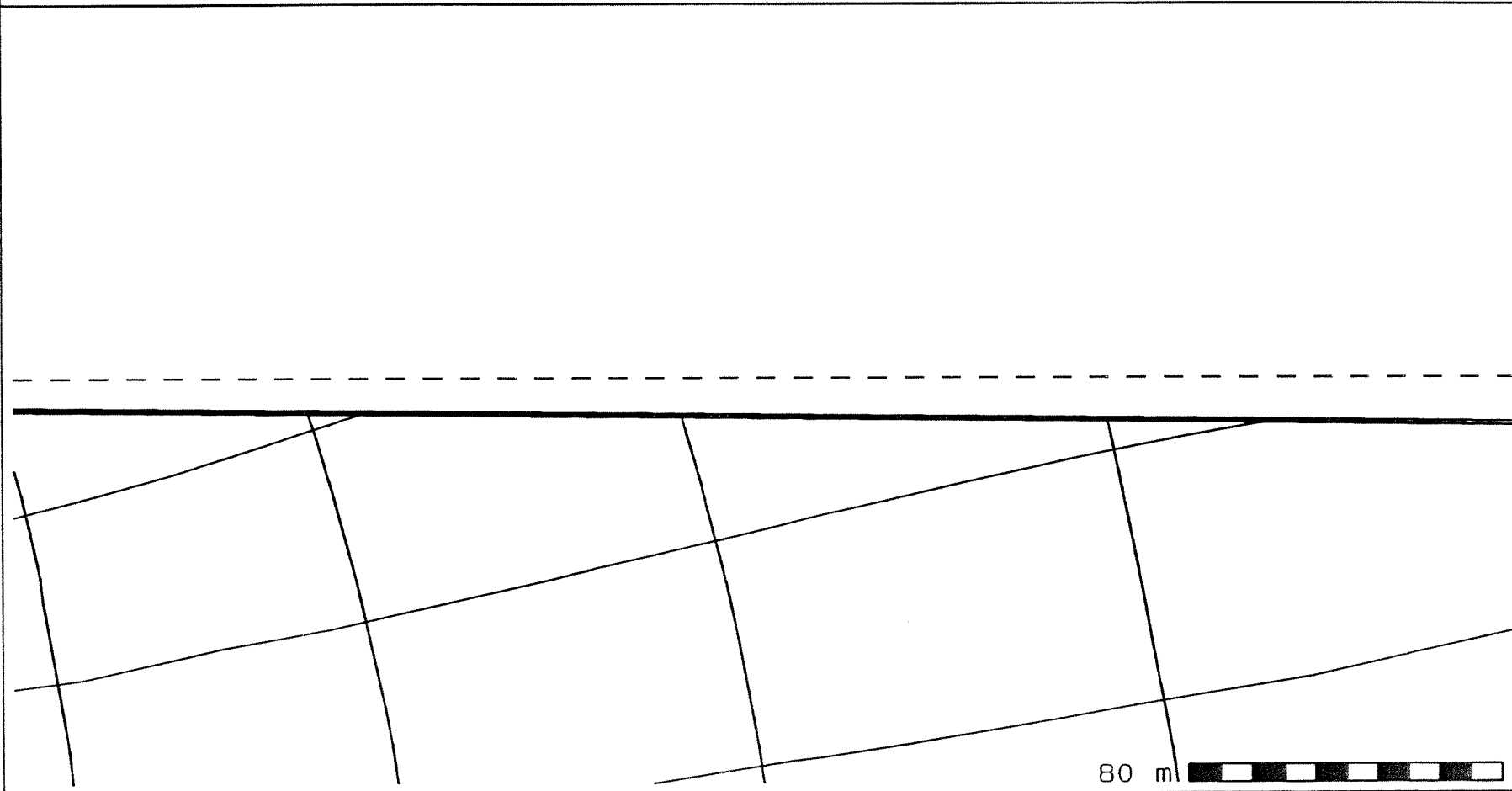
P O T E N T I A L L I N E S   &   S T R E A M L I N E S



1280 m 

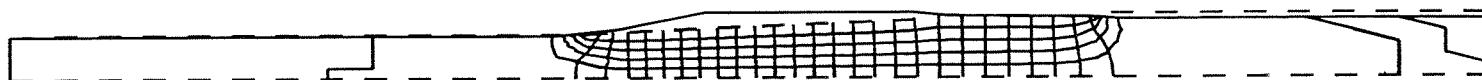
<p>TUD Lic: 0219 Cop: N1</p>	<p>Potentiallines : 28      Streamlines : 4 Minimum : 150.00 [m]      Maximum : 220.00 [m]</p>
<p>GD MSEEP [4.3] File : VERG1</p>	<p>zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m zand k=1e-3m/s, klei k=1e-6m/s</p>

P O T E N T I A L L I N E S   &   S T R E A M L I N E S



<p>TUD Lic: 0219 Cop: N1</p>	<p>Potentiallines : 28    Streamlines : 4 Minimum : 150.00 [m]    Maximum : 220.00 [m]</p>
<p>GD MSEEP [4.3] File : VERG1</p>	<p>zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m zand k=1e-3m/s, klei k=1e-6m/s</p>

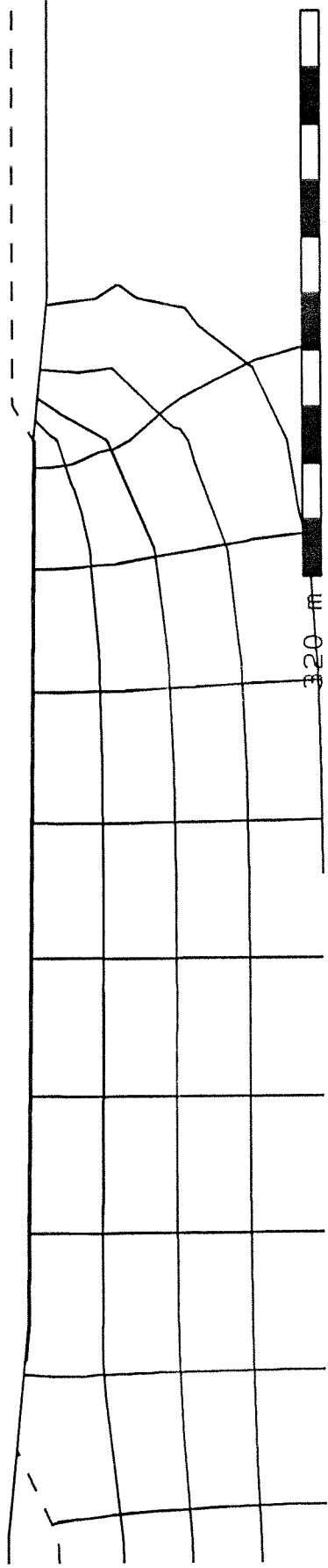
P O T E N T I A L L I N E S   &   S T R E A M L I N E S



1280 m 

<p>TUD Lic: 0219 Cop: N1</p>	<p>Potentiallines : 28    Streamlines : 4 Minimum : 150.00 [m]    Maximum : 220.00 [m]</p>
<p>GD MSEEP [4.3] File : VERG2</p>	<p>zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m zand k=1e-3m/s, geen klei, dichte grens</p>

P O T E N T I A L L I N E S & S T R E A M L I N E S



TUD

Potentiallines : 28    Streamlines : 4

Lic: 0219 Cop: N1

Minimum : 150.00 [m]    Maximum : 220.00 [m]

GD MSEE P [4.3]

zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m

File : VERG2

zand  $k=1e-3$ m/s, geen klei, dichte grens



# BIJLAGE 7

Resultaten MSEEP

## RESULTATEN MSEEP

Uit de in MSEEP gemaakte berekeningen, met een geometrie volgens tekening PAC-01/PAC-02, volgen kweldebieten door de dijk volgens onderstaande tabel. Bij deze resultaten horen ook vierkantennetten. Deze zijn gelijk voor alle berekeningen met een open talud. Ook de vierkantennetten behorend bij berekeningen met een dicht talud zien er alle vier exact hetzelfde uit. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat er in elke groep berekeningen alleen met de doorlatendheidscoëfficiënt voor zand is gevarieerd. Deze factor is lineair in het model verwerkt en leidt dus niet tot veranderingen in het stroombeeld, alleen de berekende debieten variëren. Op de volgende bladzijden zijn de voor  $k = 100$  m/dag gevonden vierkantennetten afgedrukt. De afbeeldingen met filenaam K100O horen bij de berekeningen met een open talud 1:100, de afbeeldingen met filenaam K100D bij de berekeningen met een dicht talud 1:100.

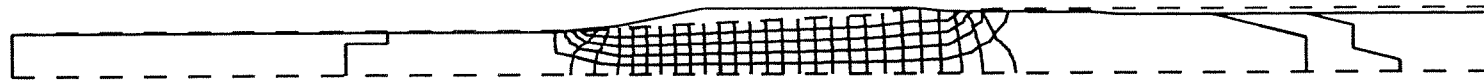
### Kweldebieten volgens MSEEP

k-waarde	open/m1	dicht/m1	open	dicht
5	44,4	34,7	7,50E+05	5,86E+05
10	88,7	69,5	1,50E+06	1,17E+06
50	443,7	347,2	7,50E+06	5,87E+06
100	887,4	695,2	1,50E+07	1,17E+07

verklaring:

open/m1	:	open grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag/m1
dicht/m1	:	dichte grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag/m1
k-waarde	:	gekozen doorlatendheid van het zandpakket in m/dag
open	:	open grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag
dicht	:	dichte grens op het buitentalud 1:100, debieten in m <sup>3</sup> /dag

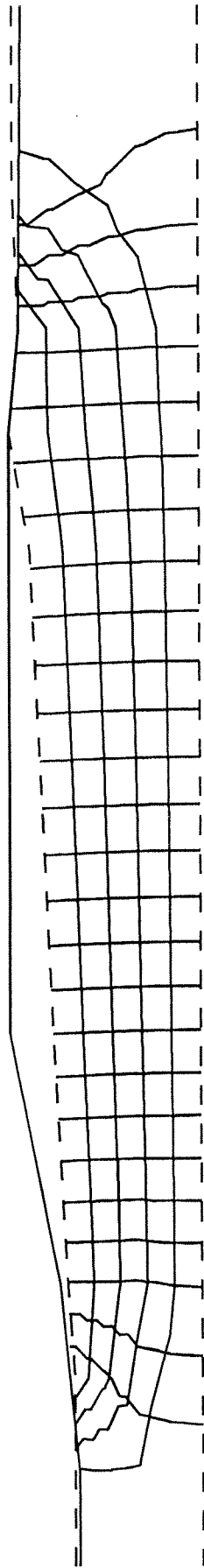
P O T E N T I A L L I N E S   &   S T R E A M L I N E S



1280 m 

<p>TUD Lic: 0219 Cop: N1</p>	<p>Potentiallines : 28      Streamlines : 4 Minimum : 150.00 [m]      Maximum : 220.00 [m]</p>
<p>GD MSEEP [4.3] File : K1000</p>	<p>zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m zand k=100 m/dag, 1:100 open</p>

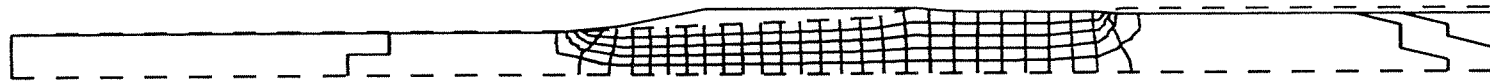
P O T E N T I A L L I N E S & S T R E A M L I N E S



640 m

TUD	Potentiallines : 28	Streamlines : 4
Lic: 0219 Cop: N1	Minimum : 150.00 [m]	Maximum : 220.00 [m]
GD MSEEP [4.3]	zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m	
File : K1000	zand k=100 m/dag, 1:100 open	

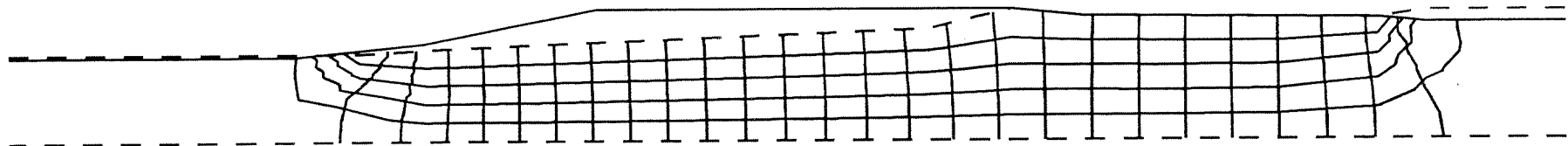
P O T E N T I A L L I N E S   &   S T R E A M L I N E S



1280 m 

<p>TUD Lic: 0219 Cop: N1</p>	<p>Potentiallines : 28      Streamlines : 4 Minimum : 150.00 [m]      Maximum : 220.00 [m]</p>
<p>GD MSEEP [4.3] File : K100D</p>	<p>zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m zand k=100 m/dag, 1:100 dicht</p>

P O T E N T I A L L I N E S   &   S T R E A M L I N E S



640 m 

<p>TUD Lic: 0219 Cop: N1</p>	<p>Potentiallines : 28      Streamlines : 4 Minimum : 150.00 [m]      Maximum : 220.00 [m]</p>
<p>GD MSEEP [4.3] File : K100D</p>	<p>zanddijk, kruin 700 m, Hgem 60 m zand k=100 m/dag, 1:100 dicht</p>

# BIJLAGE 8

Voorbeeld input SEEP

## Voorbeeld inputfile SEEP/3

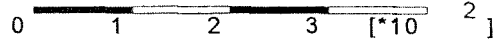
CO-123456 RIK	= identificatie gebruiker
aseep6021, invoerfile	= naam file + commentaar
test	= titel op uitvoer
MESH 539 951 8 1 4 199999 0 0	= gegevens over elementenmesh
FREA 1 6 3 0.0 3 192	= gegevens over potentiaallijnen
218 228 239 250 262 274	
210 219 229 240 251 263	
192 200 209	
PERM 7	= data voor doorlatendheid bodem
1 1.00E-5 1.00E-6	
2 1.00E-6 1.00E-7	
3 2.50E-3 2.50E-3	
4 1.00E-3 1.00E-3	
5 5.00E-4 5.00E-4	
6 1.00E-4 1.00E-4	
7 5.00E-5 5.00E-5	
PHIE 4	= startwaarden potentiaal voor verschillende knopen
165.0 8 192 8	
218.0 299 407 12	
218.0 418 539 11	
218.0 529 538 1	
VARY 1 192 165 3	= manipulatie van potentialen (nodig voor berekening)
VARY 1 200 165 3	
VARY 1 209 165 3	
TURN 1 0.0	= maakt de mesh cirkelsymmetrisch
CALC 0 0 50 1.E-3 .1 .67 50	= gegevens voor rekenparameters
PEND 1 2 10	= gegevens voor te maken plots
CALC 0 0 50 1.E-3 .1 .67 50	
PEND 1 2 10	



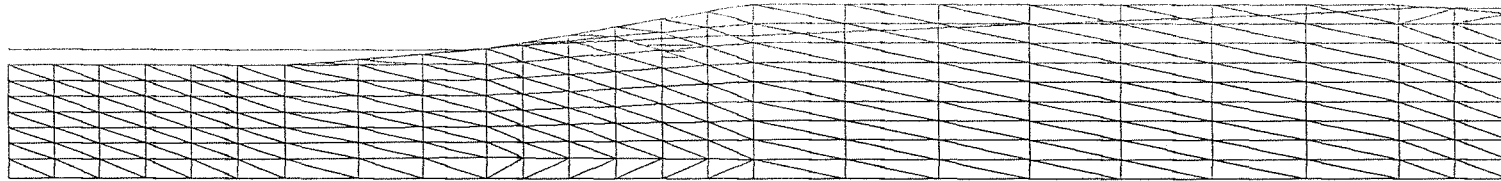
# BIJLAGE 9

Resultaten PLAXIS 6.30/7.00

Mesh Scale [m]



Plane Strain



Mesh with initial phreatic

**PLAXIS**

Professional  
Version 6.30

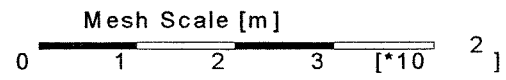
stabiliteit dijktalud

DIJK7 Step 26

17-2-97

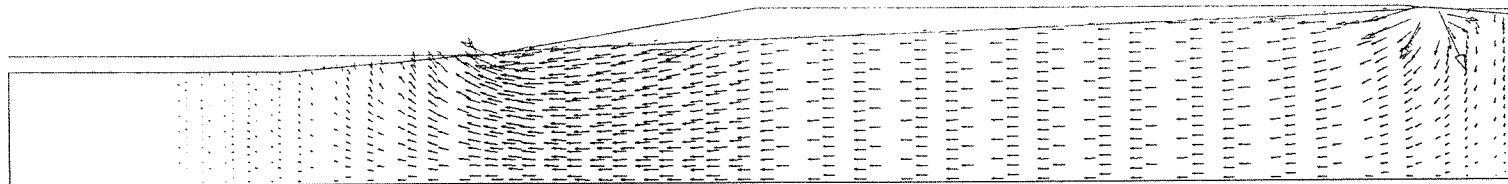
Technische Universiteit Delft

Plot 1



Plane Strain

General



Initial flow field with phreatic

Extreme velocity 2.87E+00 m/day

**PLAXIS**

Professional  
Version 6.30

stabiliteit dijktalud

DIJK7 Step 26

17-2-97

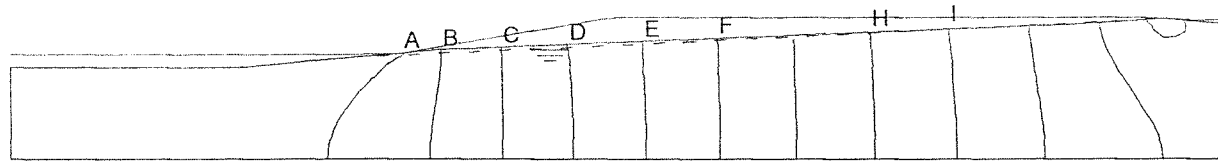
Technische Universiteit Delft

Plot 2

Mesh Scale [m] 2  
 0 1 2 3 [\*10]

Plane Strain

General



- A: 1.67E+02
- B: 1.72E+02
- C: 1.77E+02
- D: 1.82E+02
- E: 1.87E+02
- F: 1.91E+02
- G: 1.96E+02
- H: 2.01E+02
- I: 2.06E+02
- J: 2.11E+02
- K: 2.15E+02
- L: 2.20E+02

**PLAXIS**

Professional  
Version 6.30

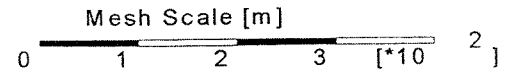
stabiliteit dijktalud

DIJK7 Step 26

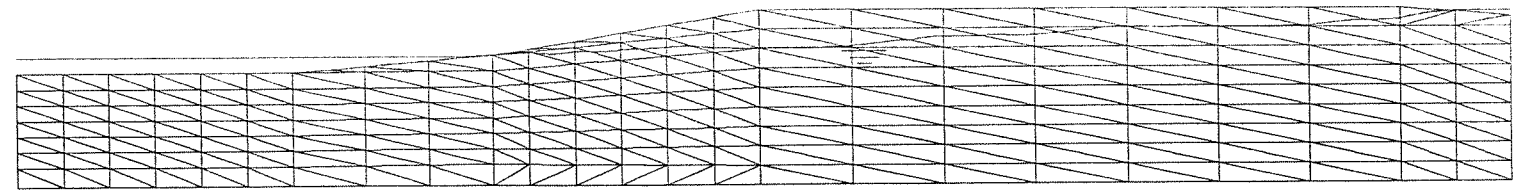
17-2-97

Technische Universiteit Delft

Plot 3



Plane Strain



Mesh with ultimate phreatic line(s)

**PLAXIS**

Professional  
Version 6.30

stabiliteit dijktalud

DIJK7 Step 26

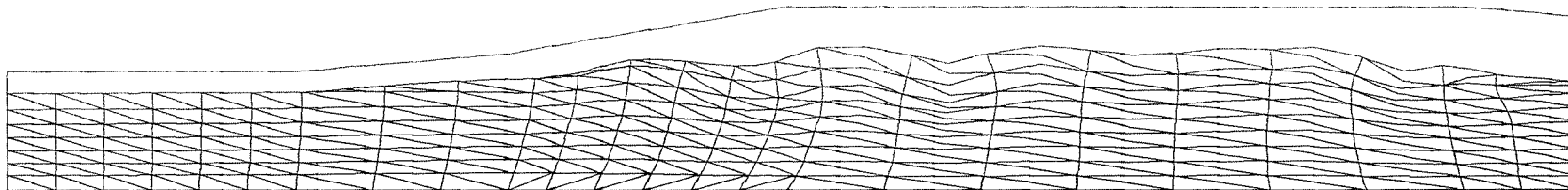
17-2-97

Technische Universiteit Delft

Plot 4

Mesh Scale [m]  
0 1 2 3 [ $\times 10^2$ ]

Displacements [m]  
0 1 2 3



Deformed mesh, scaled up (down)  
Extreme displacement 6.12E-01 m

**PLAXIS**

Professional  
Version 6.30

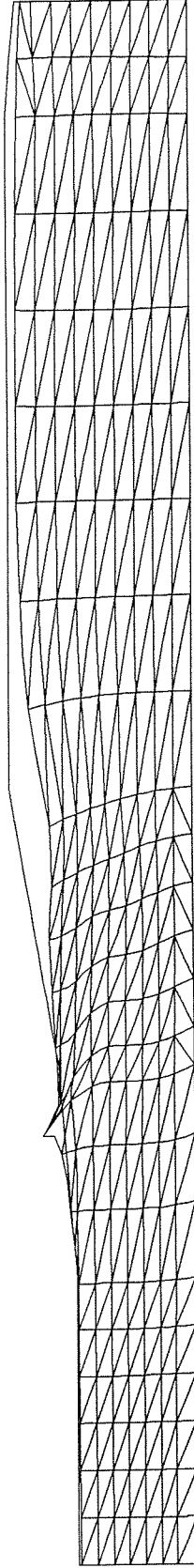
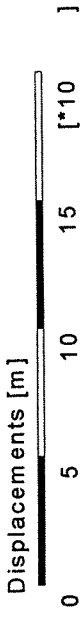
stabiliteit dijktalud

DIJK7 Step 26

17-2-97

Technische Universiteit Delft

Plot 5



Deformed mesh, scaled up (down)  
 Extreme displacement  $3.15E+01$  m

**PLAXIS**

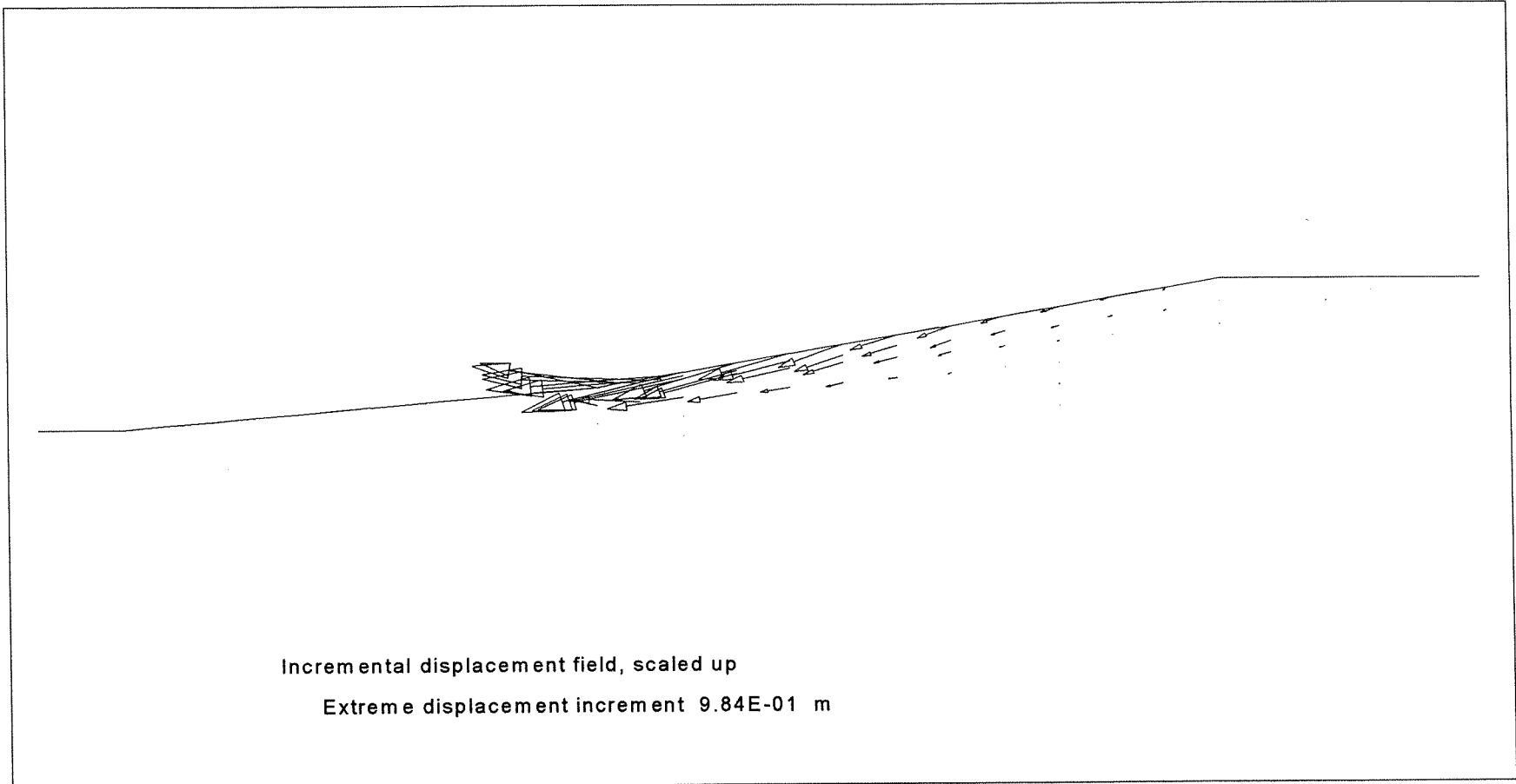
Professional  
 Version 6.30

stabiliteit dijktalud

DIJK9 Step 44

17-2-97

Technische Universiteit Delft

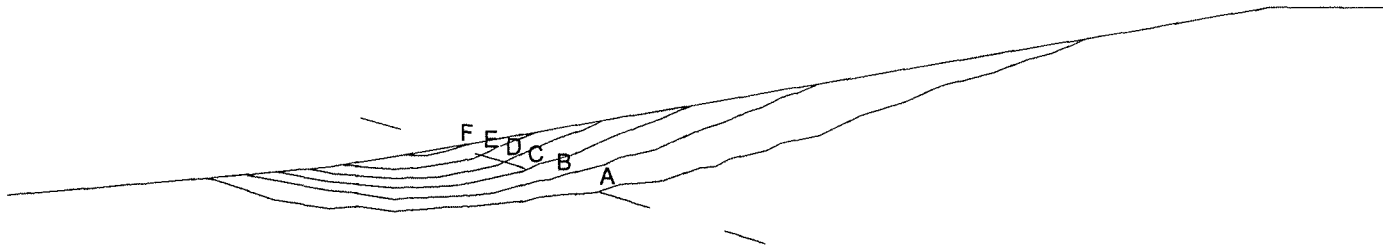


Incremental displacement field, scaled up  
Extreme displacement increment 9.84E-01 m

<b>PLAXIS</b> Professional Version 6.30	stabiliteit dijktalud		
	DIJK9 Step 44	17-2-97	Technische Universiteit Delft



A: 8.20E-02  
B: 2.46E-01  
C: 4.10E-01  
D: 5.74E-01  
E: 7.38E-01  
F: 9.02E-01



Contours of displacement increments  
Minimum value 0.00E+00, maximum value 9.84E-01

**PLAXIS**

Professional  
Version 6.30

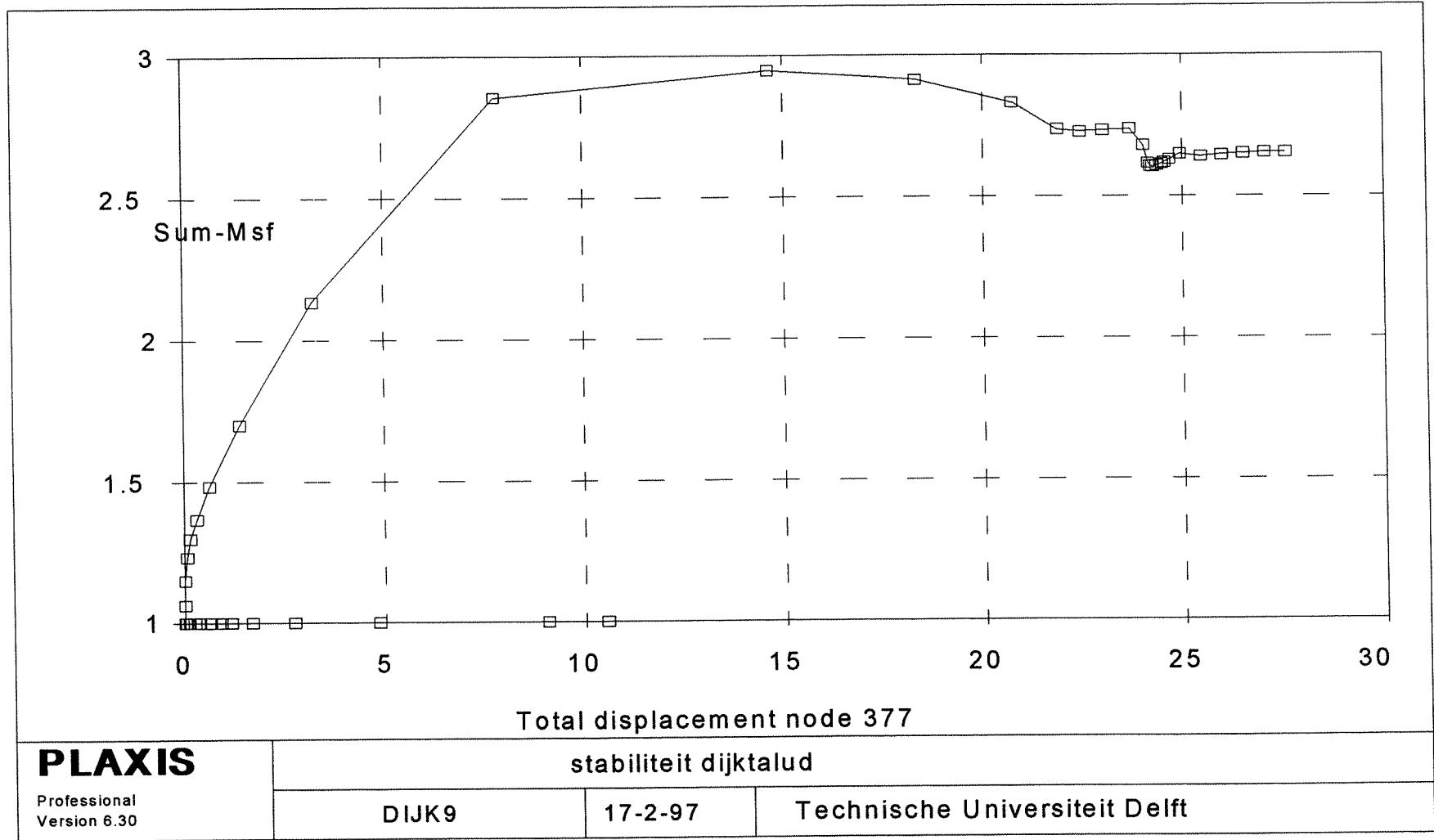
stabiliteit dijktalud

DIJK9 Step 44

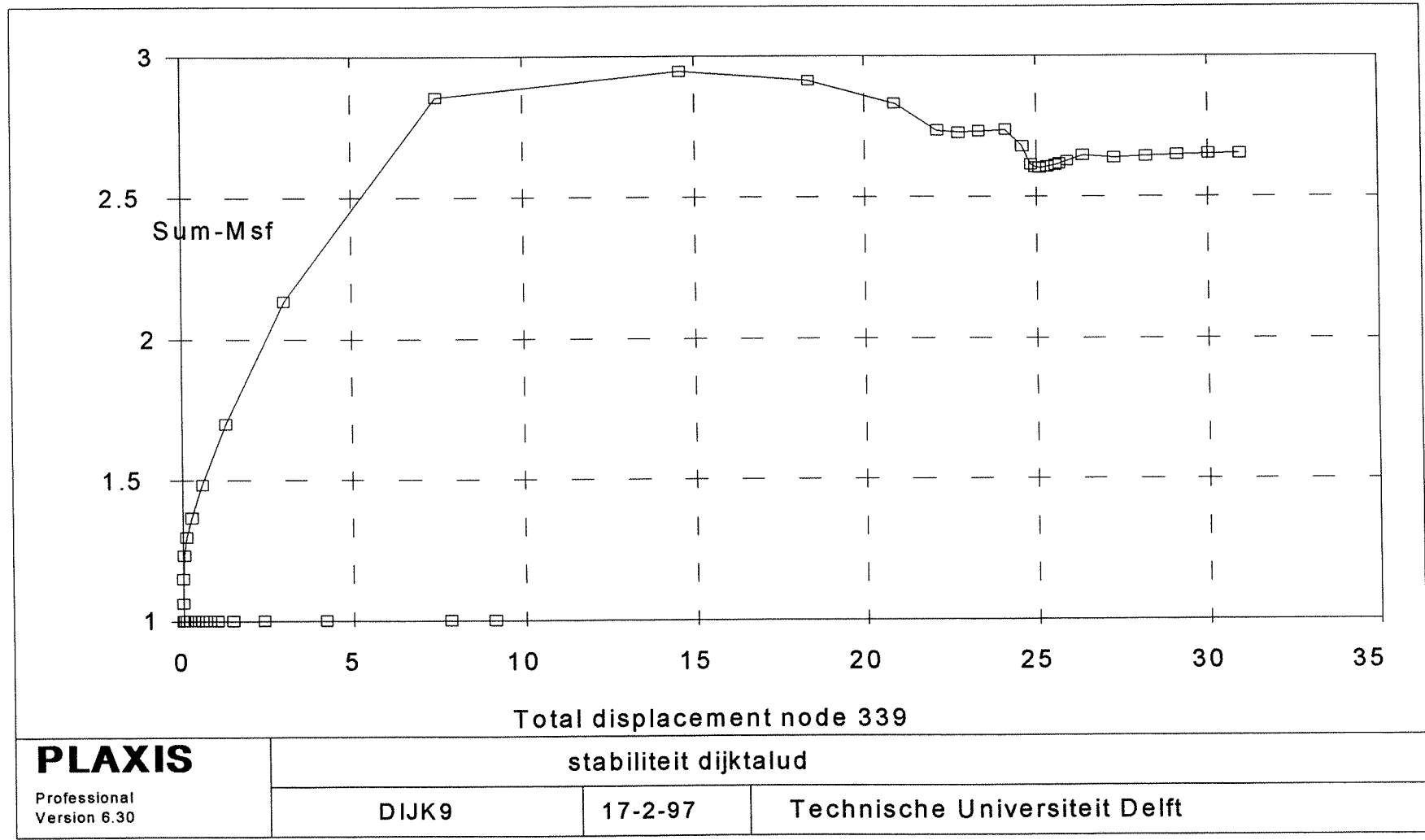
17-2-97

Technische Universiteit Delft

Plot 8



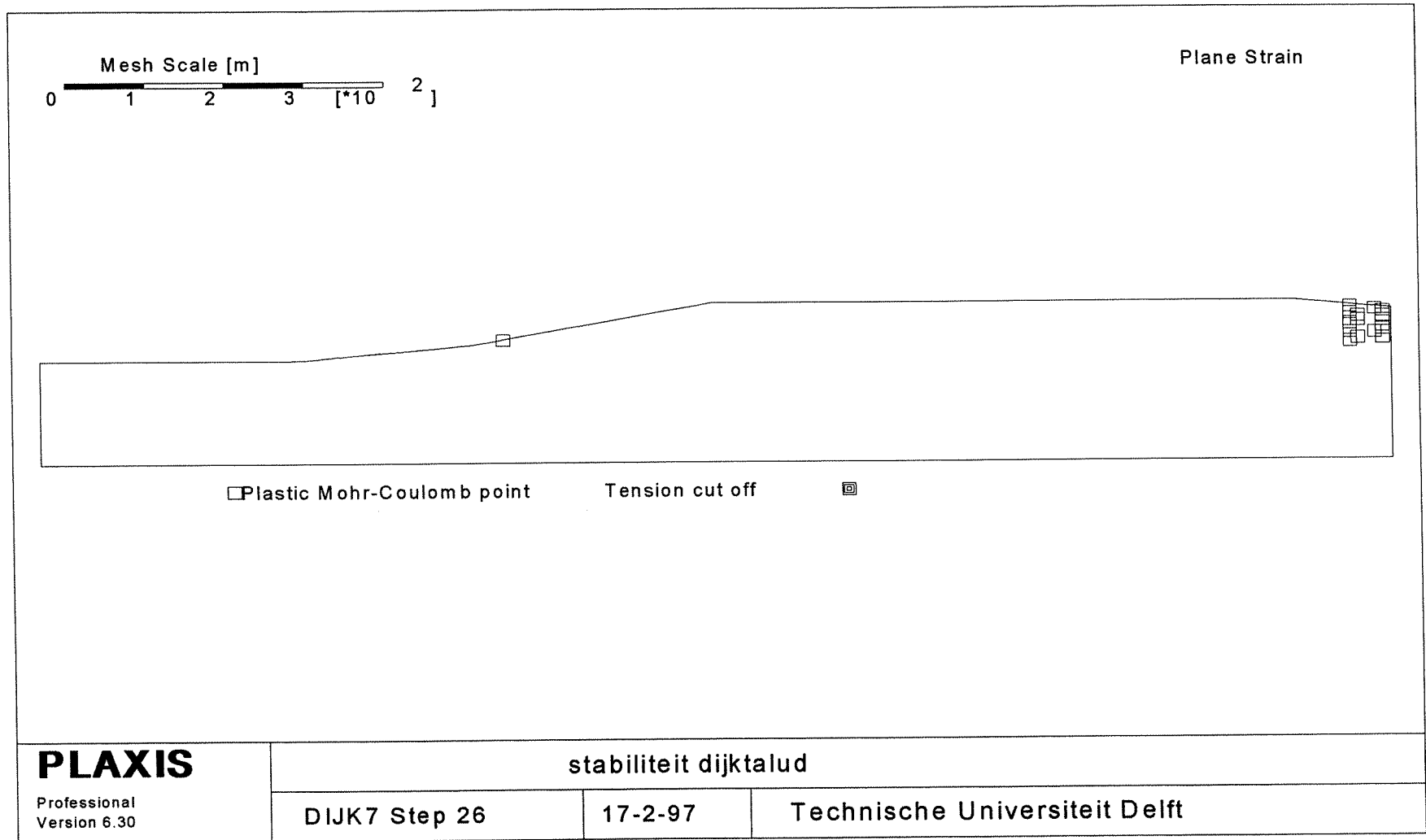
Plot 9



**PLAXIS**  
 Professional  
 Version 6.30

stabiliteit dijktalud		
DIJK9	17-2-97	Technische Universiteit Delft

Plot 10



Plot 11

# BIJLAGE 10

KNMI: golfgegevens boei 52°0'-52°9' NB, 4°0'-4°9' OL



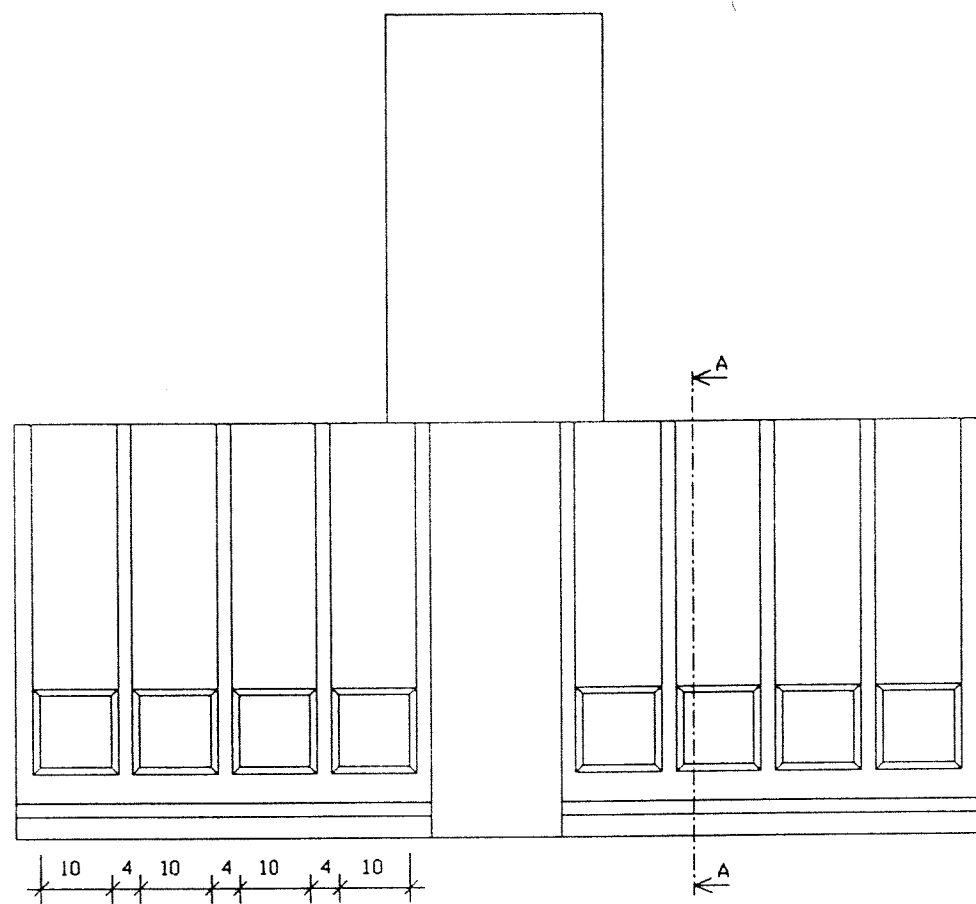
# BIJLAGE 11

Tekeningen turbinebehuizingen

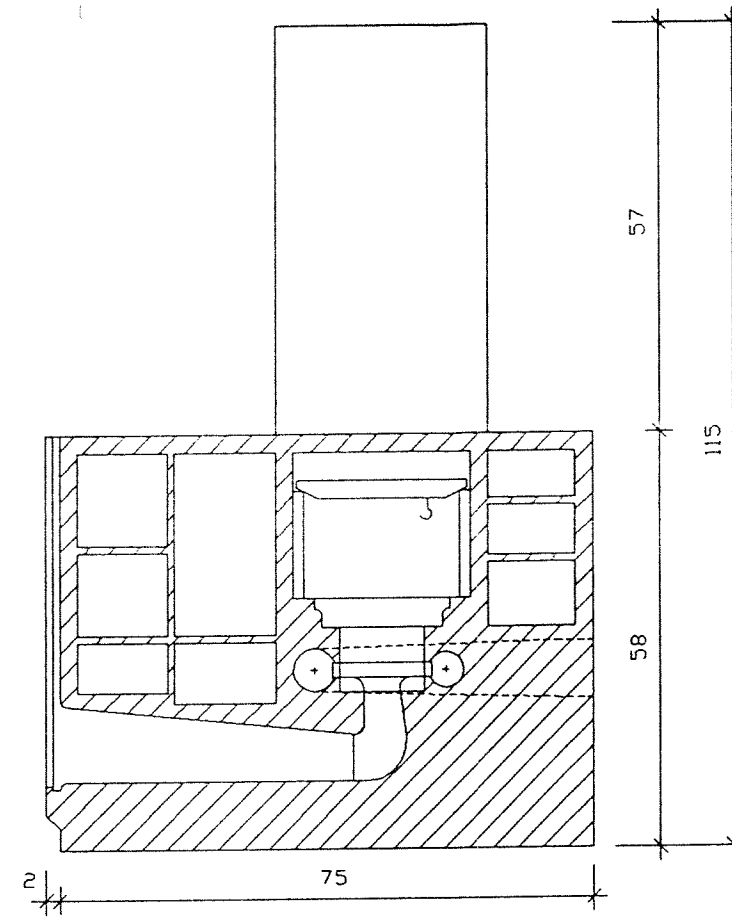
PAC-08

PAC-09

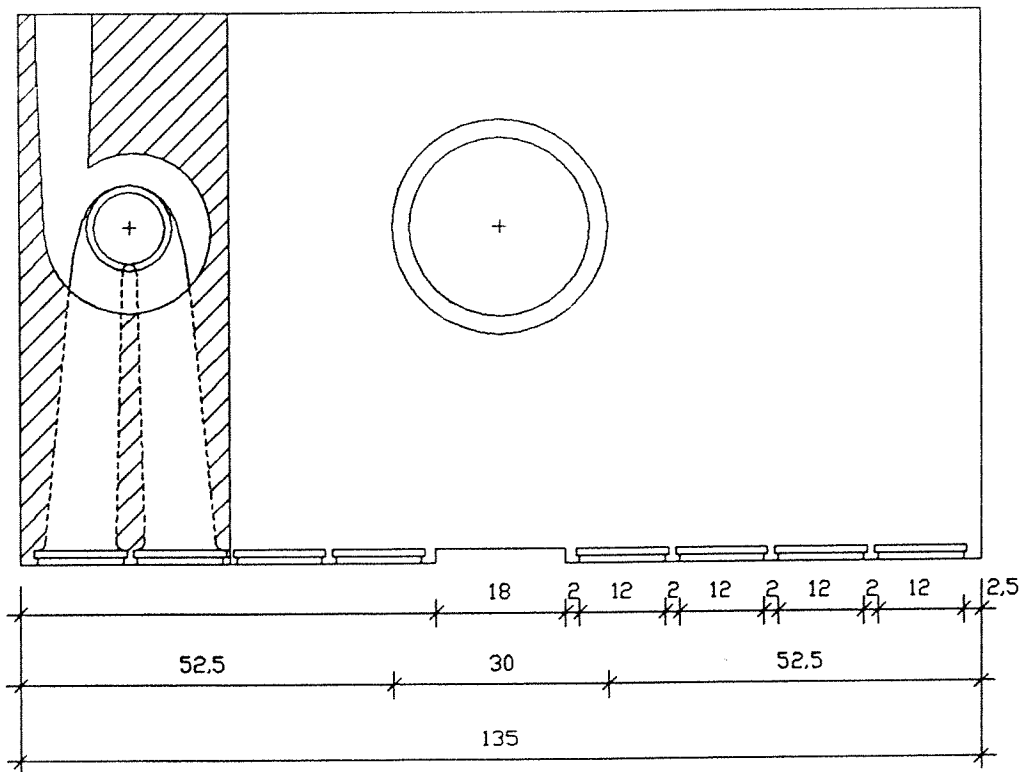
PAC-10



Vooraanzicht



Snedes A-A

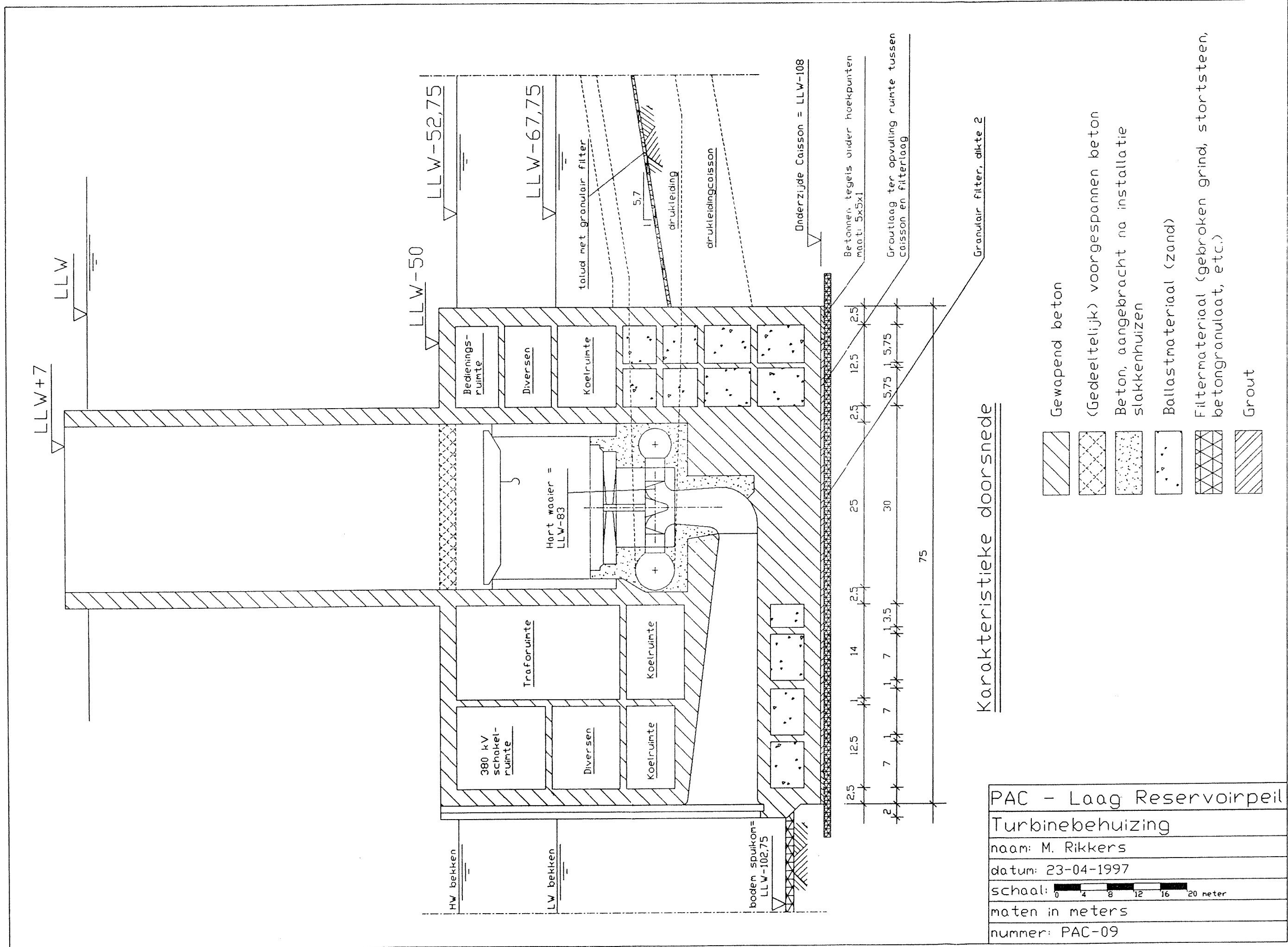


Bovenaanzicht

1 Turbinecaisson getekend. Complete behuizing omvat 2 caissons.  
 In snede A-A zijn geen ballastcompartimenten getekend. Zie hiervoor tekeningen PAC-09/10.

PAC - Laag Reservoirpeil
Turbinebehuizing
naam: M. Rijkers
datum: 23-04-1997
schaal:  0 8 16 24 32 40 meter
maten in meters
nummer: PAC-08

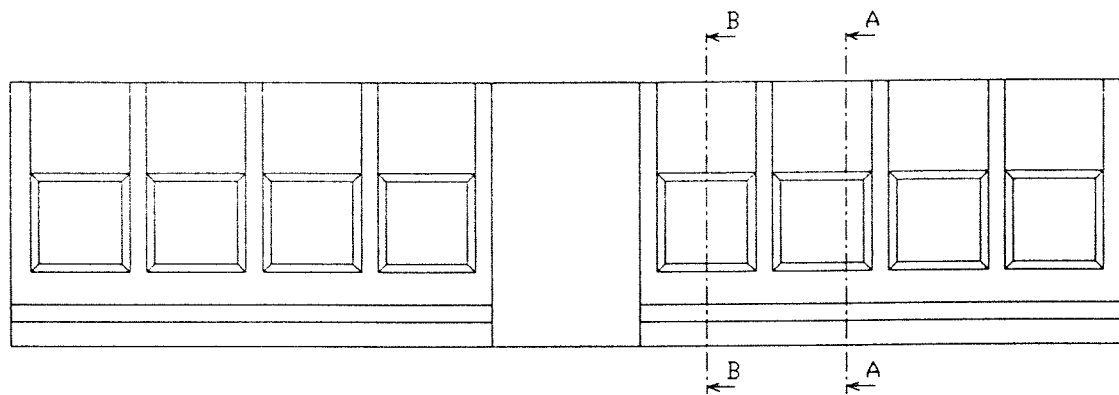




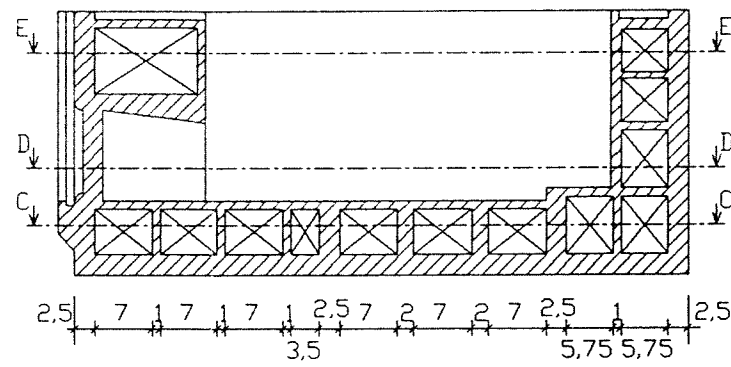
Karakteristieke doorsnede

- Gewapend beton
- (Gedeeltelijk) voorgespannen beton
- Beton, aangebracht na installatie slakkenhuizen
- Ballastmateriaal (zand)
- Filtermateriaal (gebroken grind, stortsteen, betongranulaat, etc.)
- Grout

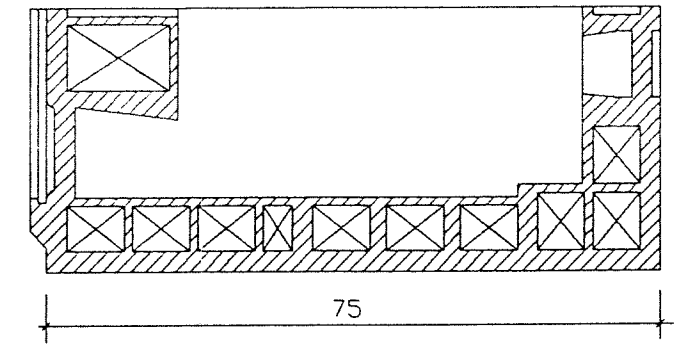
PAC - Laag Reservoirpeil	
Turbinebehuizing	
naam: M. Ridders	
datum: 23-04-1997	
schaal:	
maten in meters	
nummer: PAC-09	



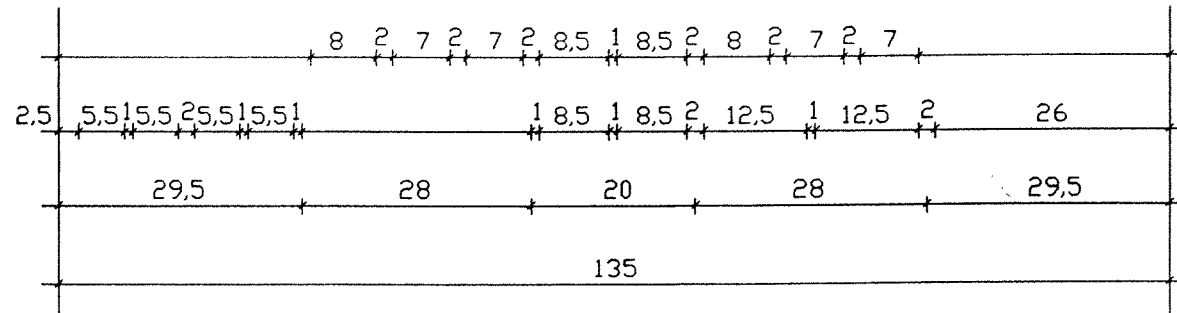
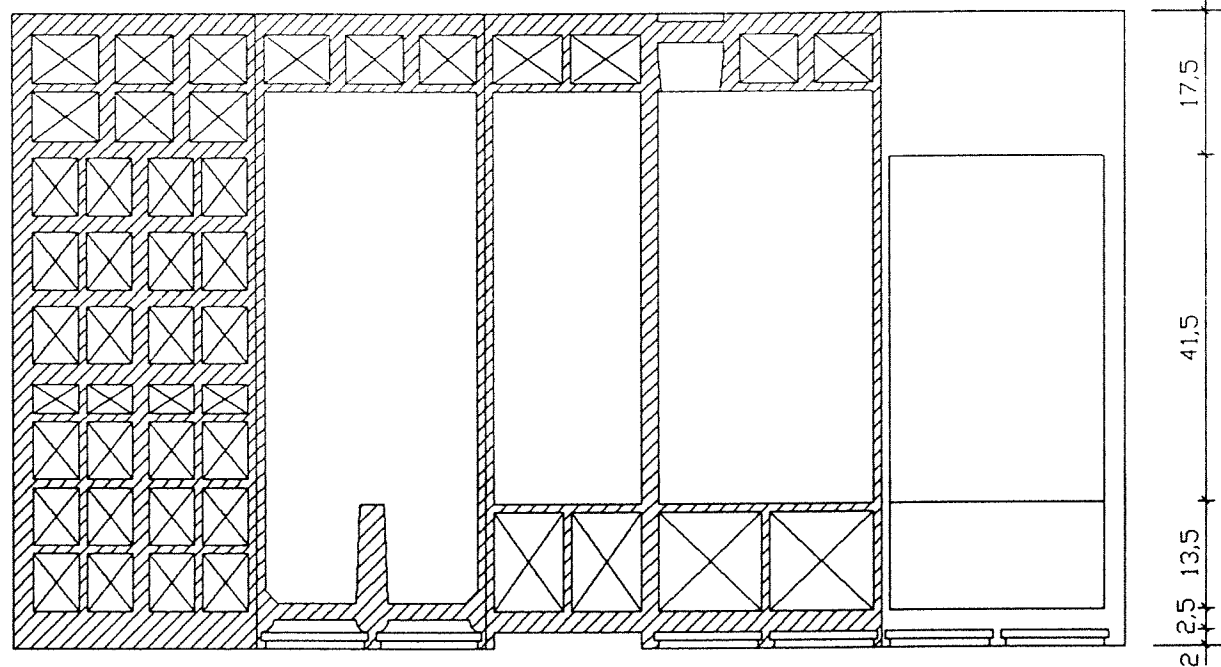
Vooraanzicht



Snede A-A



Snede B-B



C-C | D-D | E-E | Bovenaanzicht

PAC - Laag Reservoirpeil

Turbinebehuizing in dok

naam: M. Rikkers

datum: 23-04-1997

schaal: 0 8 16 24 32 40 meter

maten in meters

nummer: PAC-10

# BIJLAGE 12

Tekeningen in-/uitlaatwerken

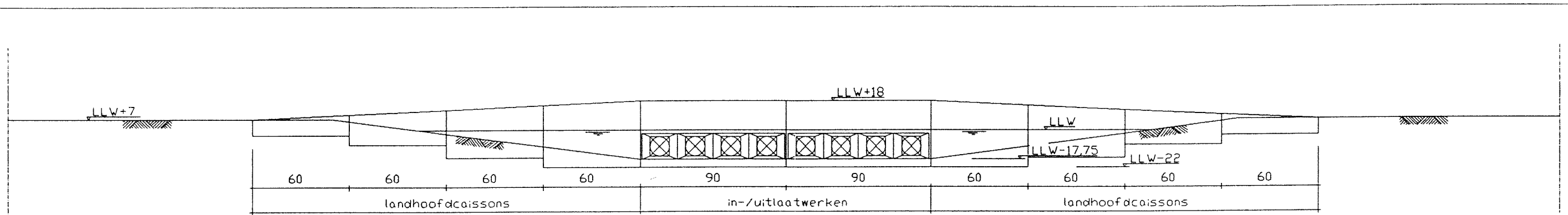
PAC-11

PAC-12

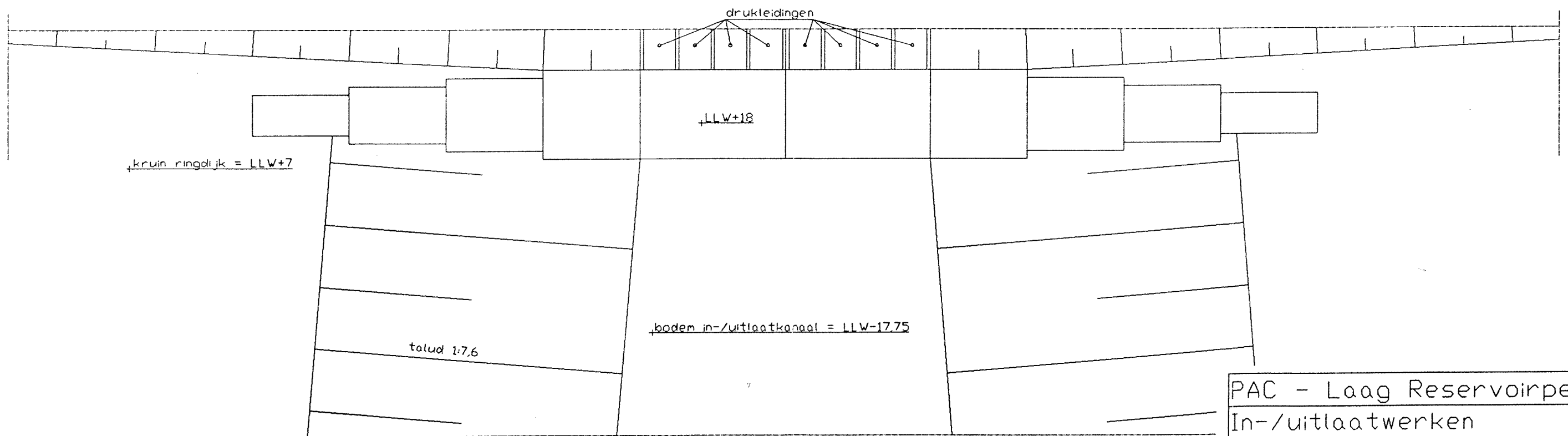
PAC-12

PAC-14

PAC-15

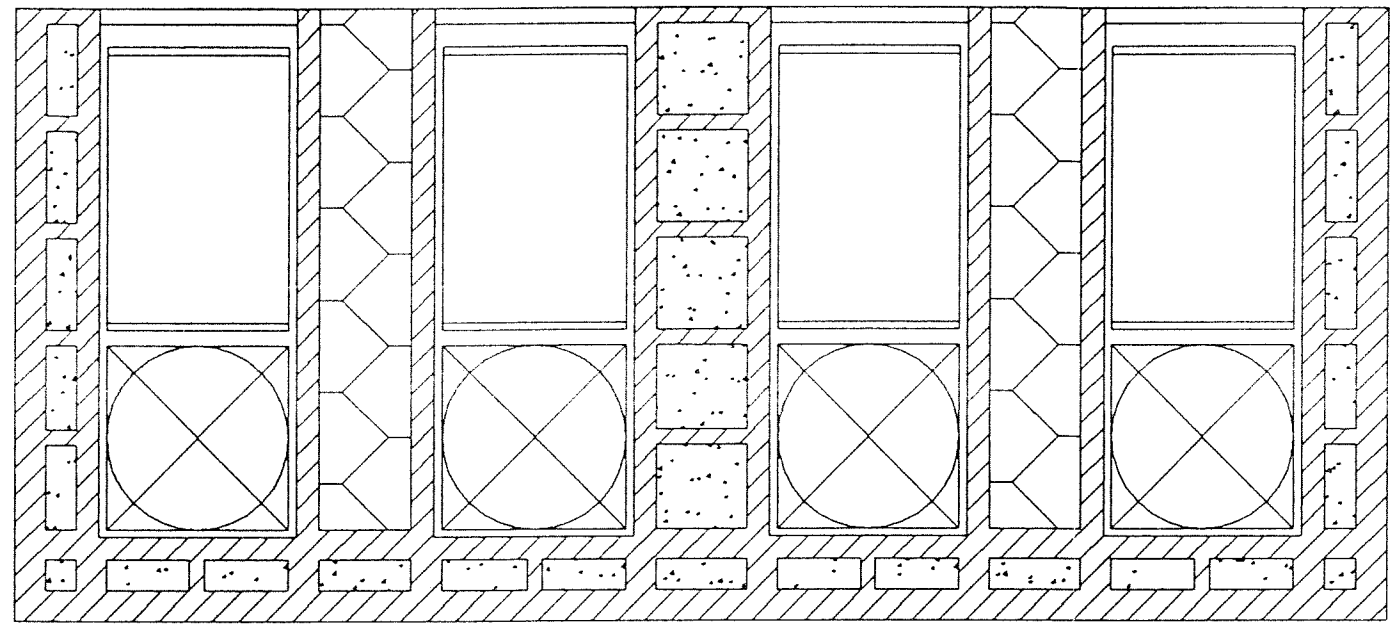


Vooraanzicht eindsituatie



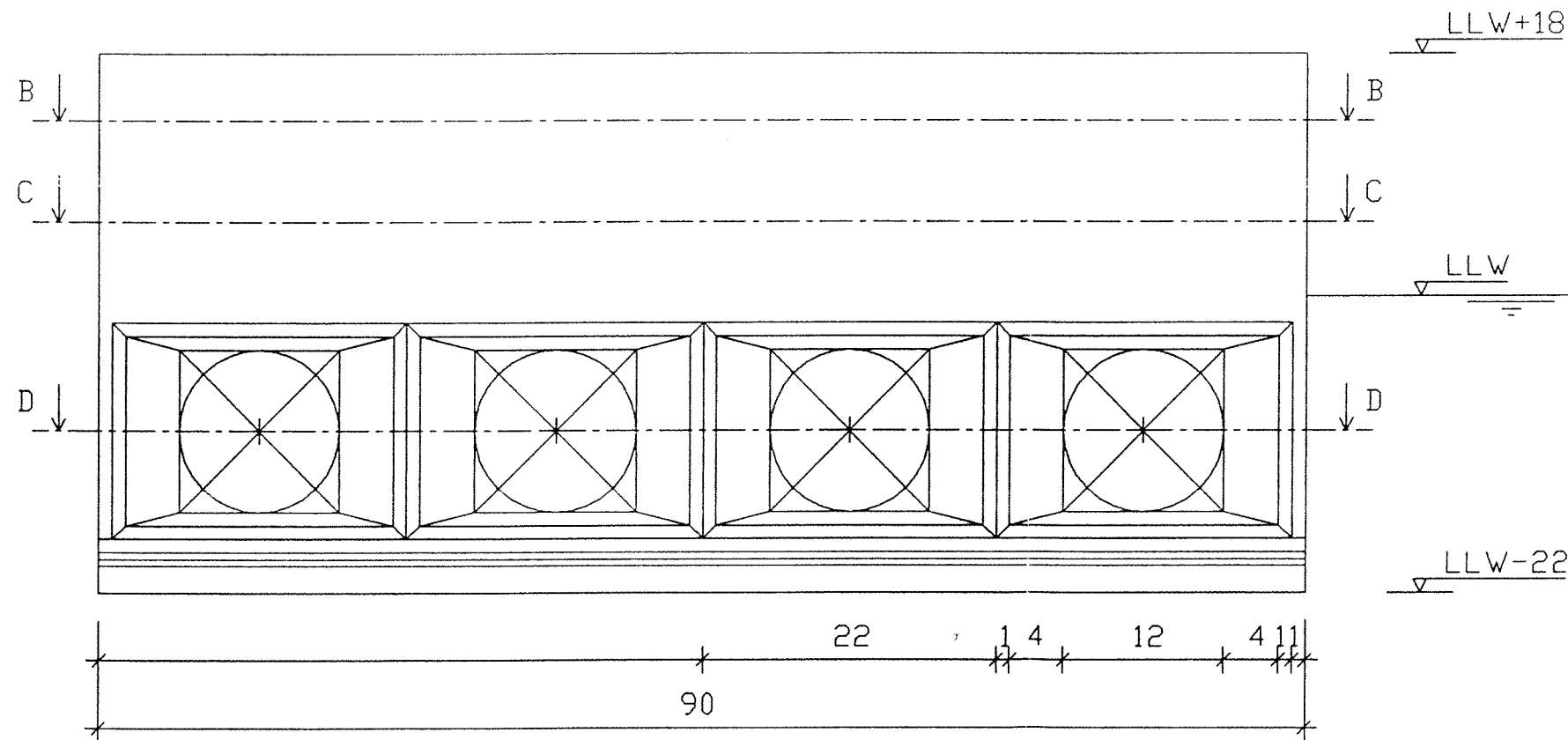
Bovenaanzicht eindsituatie

PAC - Laag Reservoirpeil
In-/uitlaatwerken
naam: M. Rikers
datum: 20-04-1997
schaal: 0 20 40 60 80 100 meter
maten in meters
nummer: PAC-11



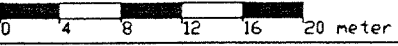
13 0,5 12 0,5 6 2 5,5 15,5 2 6 2 5,5 15,5 2 2 2

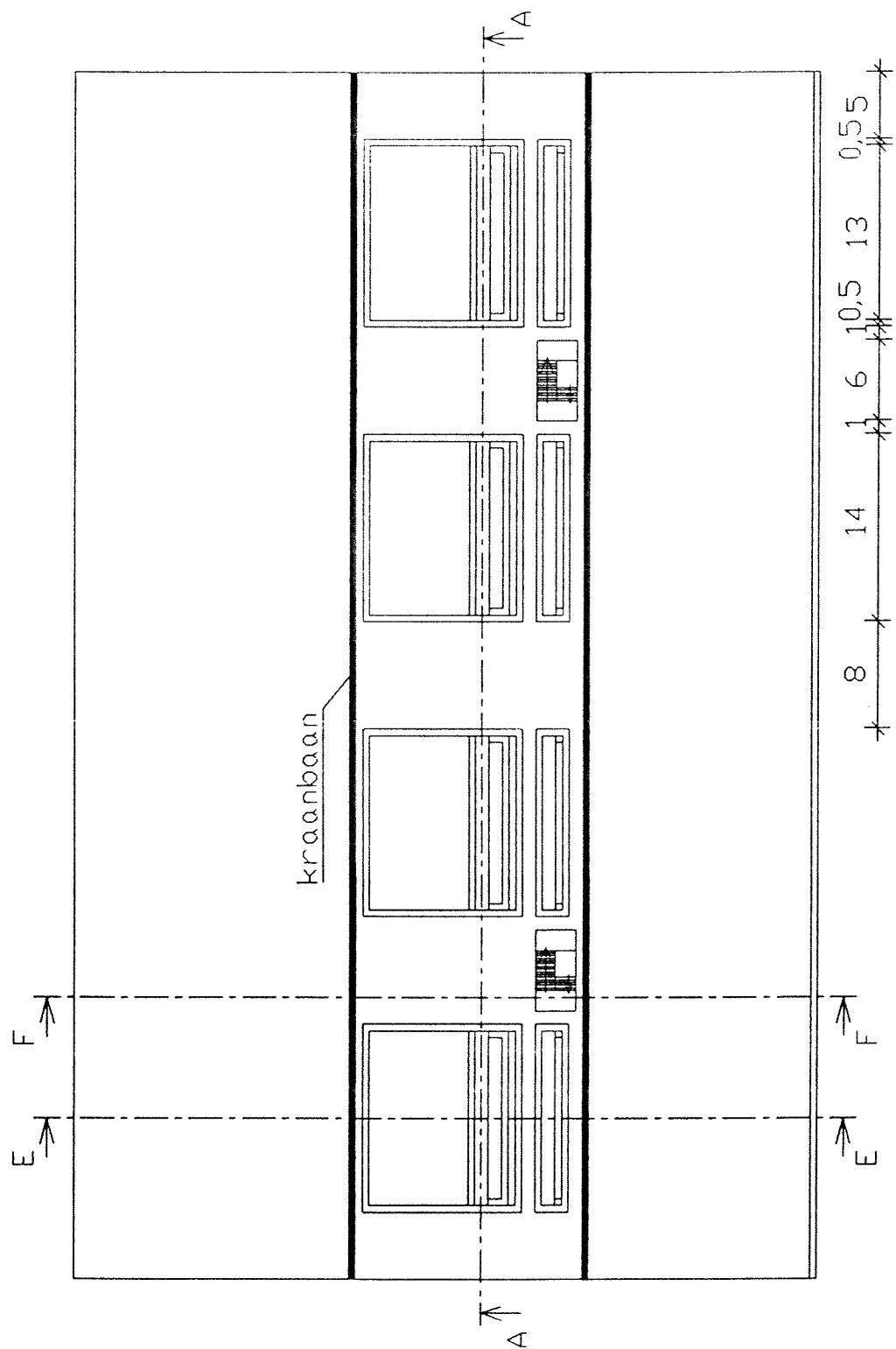
Snede A-A



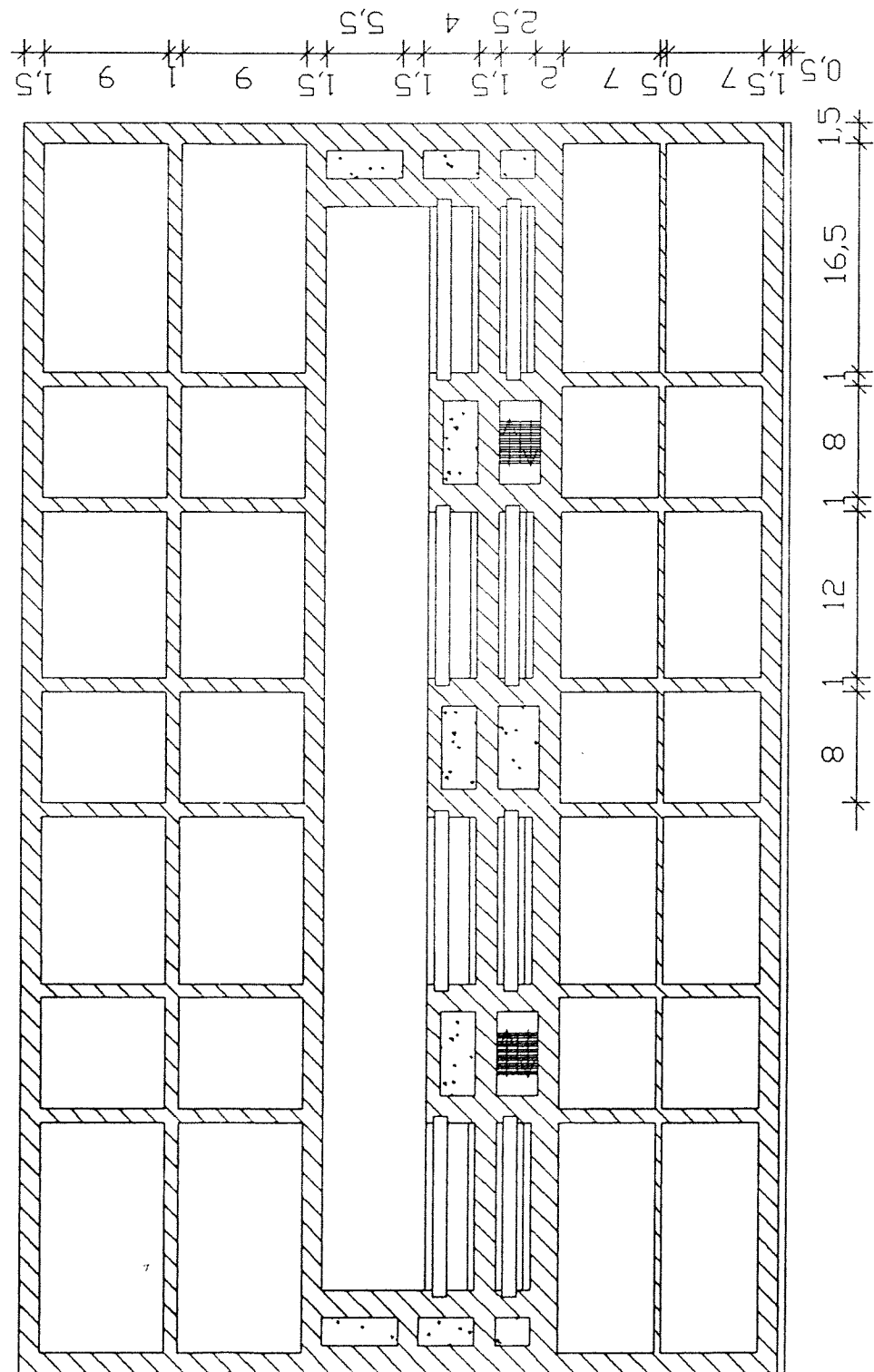
Vooraanzicht

Halve behuizing getekend

PAC - Laag Reservoirpeil
In-/uitlaatwerken
naam: M. Rijkers
datum: 22-04-1997
schaal:  0 4 8 12 16 20 meter
maten in meters
nummer: PAC-12

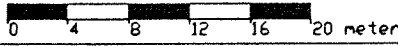


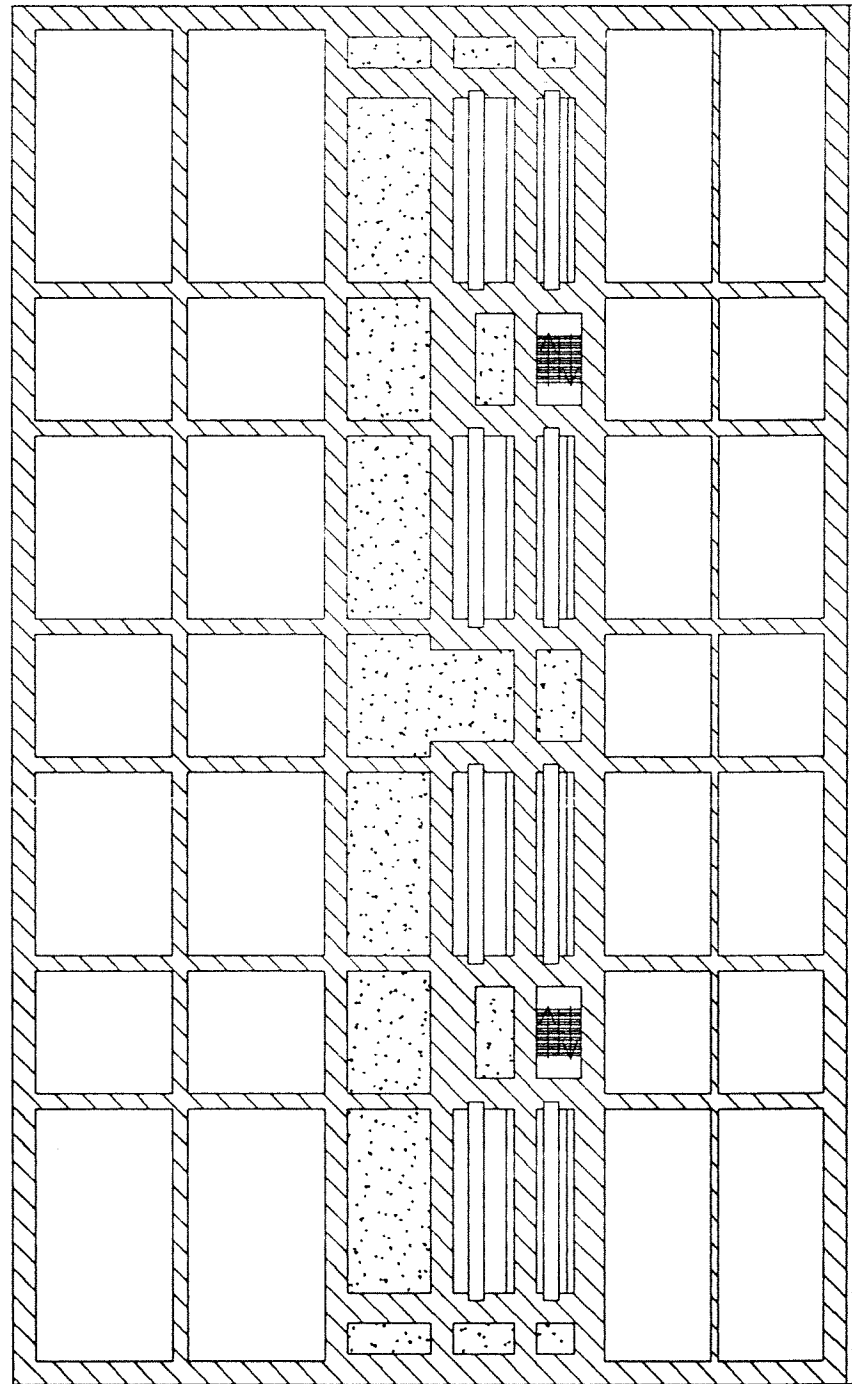
Bovenaanzicht



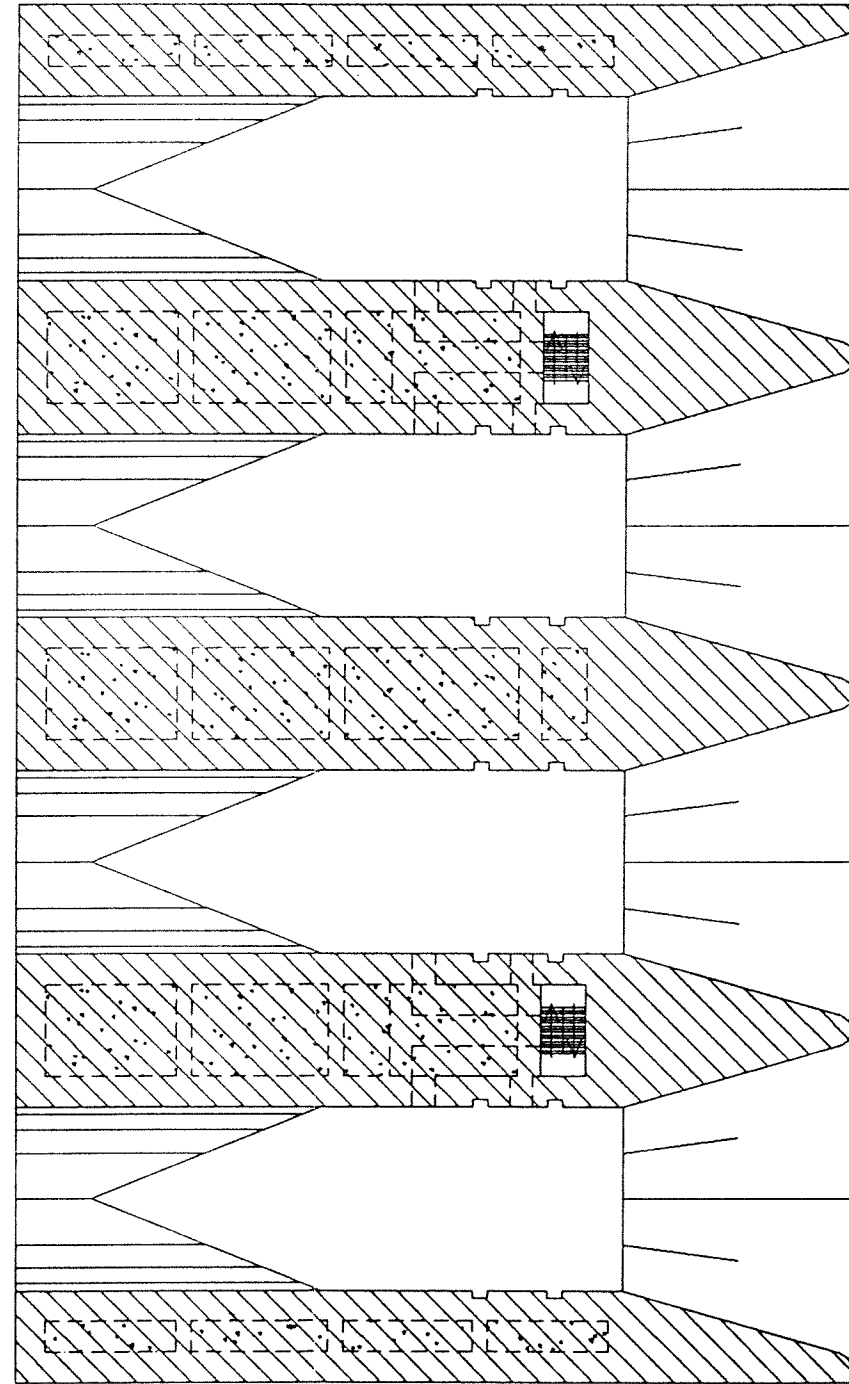
Snede B-B

Halve behuizing getekend

PAC - Laag Reservoirpeil
In-/uitlaatwerken
naam: M. Rijkers
datum: 22-04-1997
schaal:  0 4 8 12 16 20 meter
maten in meters
nummer: PAC-13

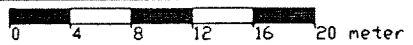


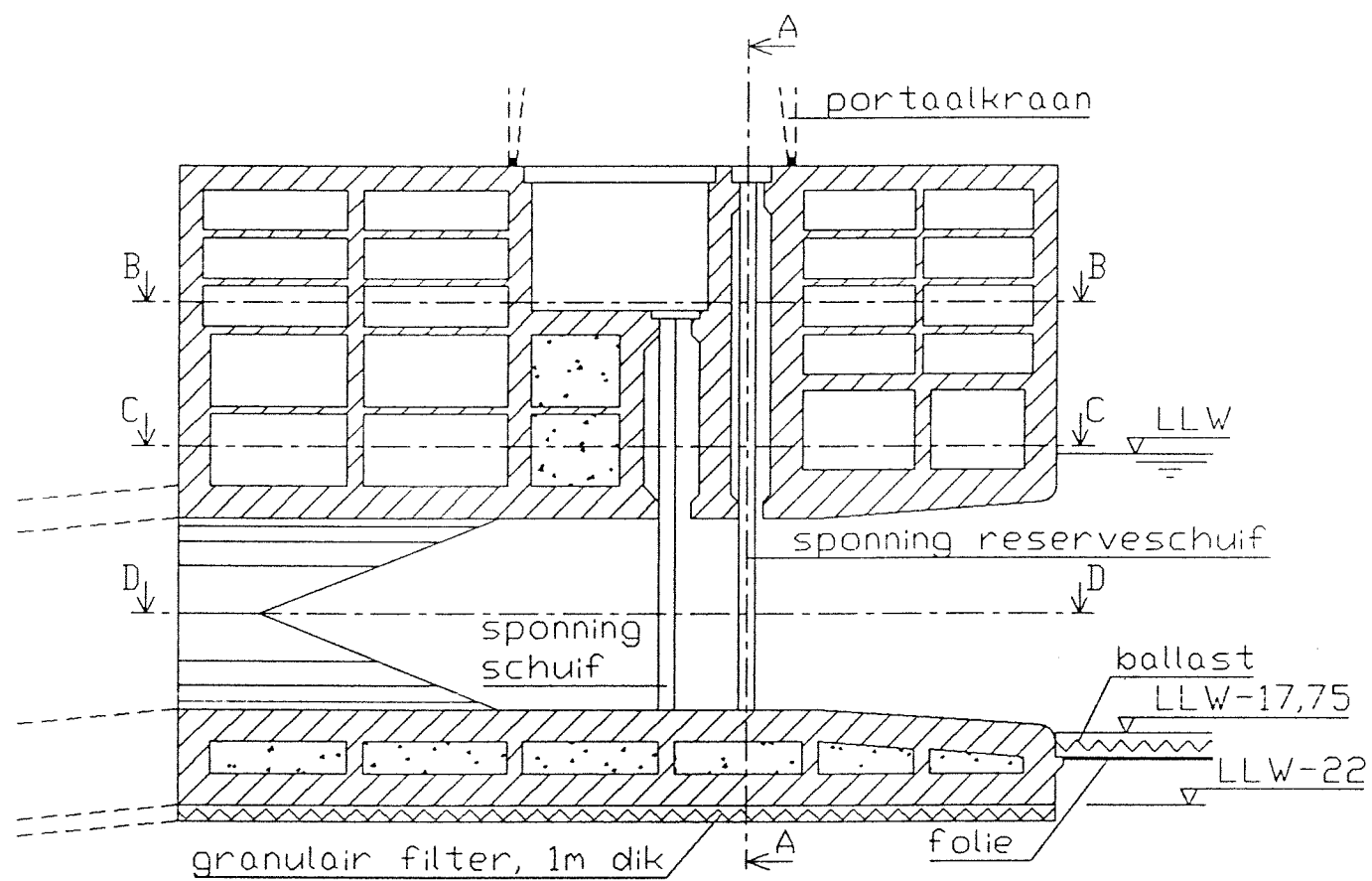
Snede C-C



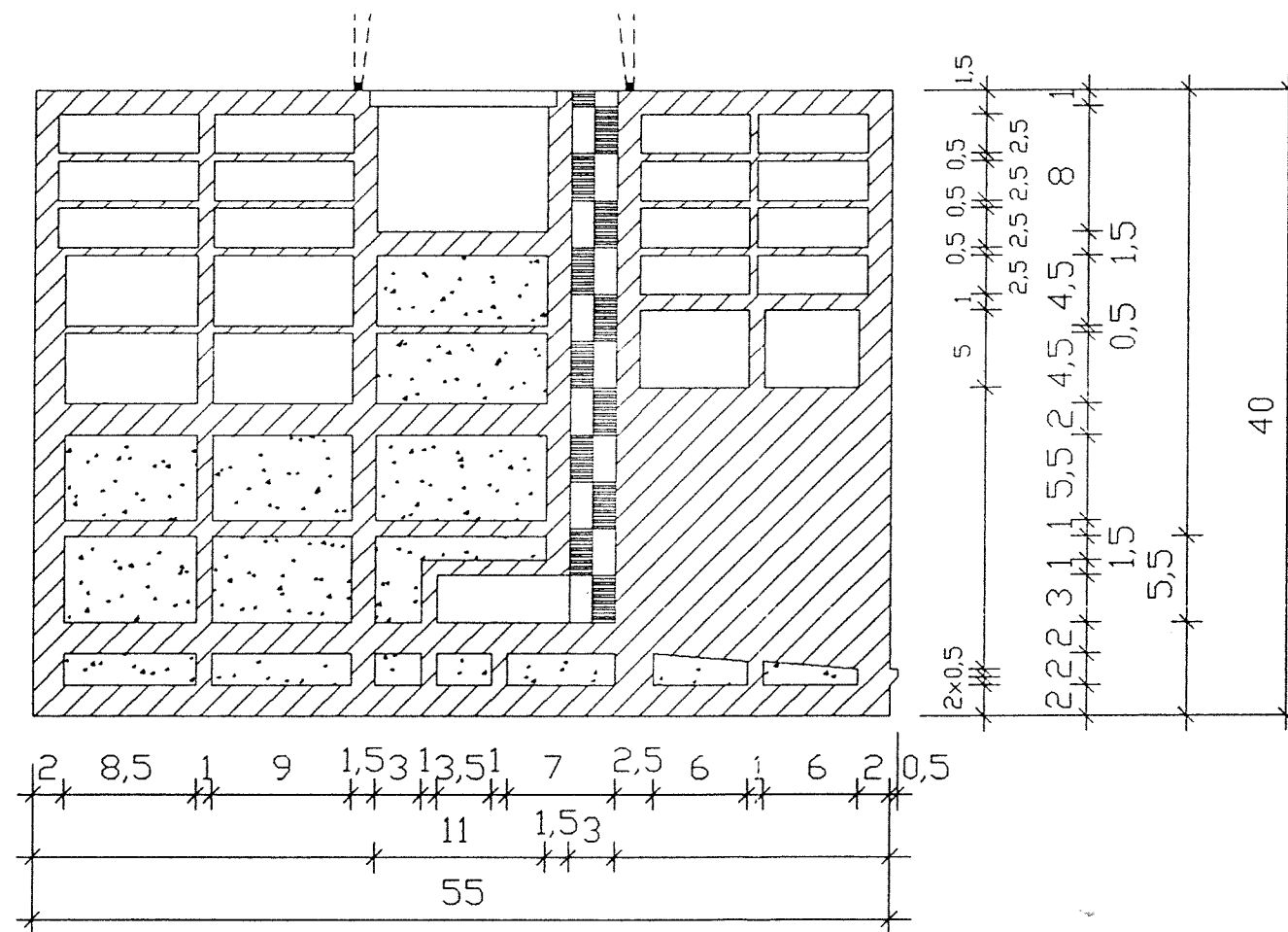
Snede D-D

Halve behuizing getekend

PAC - Laag Reservoirpeil
In-/uitlaatwerken
naam: M. Rijkers
datum: 22-04-1997
schaal:  0 4 8 12 16 20 meter
maten in meters
nummer: PAC-14



Snede E-E



Snede F-F

PAC - Laag Reservoirpeil

Overzicht

naam: M. Rikkers

datum: 22-04-1997

schaal: 0 4 8 12 16 20 meter

maten in meters

nummer: PAC-15



# BIJLAGE 13

Bepaling maximale afmeting plaatvelden  
in turbinecaissons

## AFMETING MAXIMALE PLAATVELDEN IN TURBINECAISSONS

Uitgangspunten:

- Berekening volgens VBC 1990
- Vierzijdige inklemming van vloeren en wanden
- Geen dwarskrachtwapening in vloeren en wanden
- betonklasse B45

### Maatgevende belasting

De maatgevende belasting wordt gevonden voor een lege ballastkamer, op het moment dat het turbinecaisson de bekkenbodem raakt. Er staat dan een belasting van ongeveer 108 mwk op de onderzijde van het turbinecaisson. Deze belasting komt overeen met:

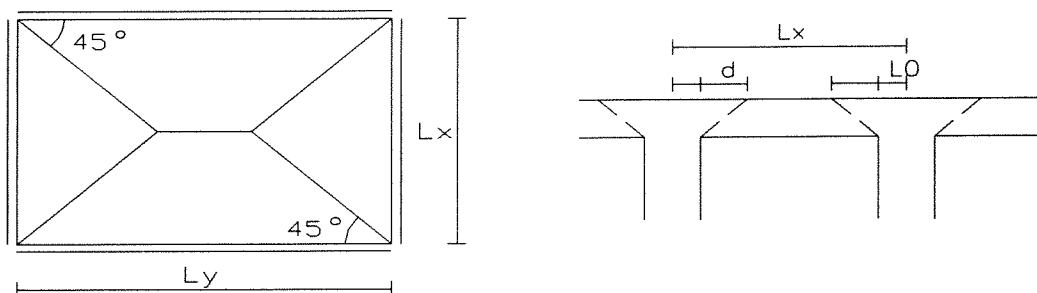
$$Q_d = \gamma_w \cdot \rho \cdot g \cdot h$$
$$Q_d = 1,35 \cdot 1025 \cdot 9,81 \cdot 108 \cong 1466 \text{ kN/m}^2$$

Hierin is  $\gamma_w$  de belastingsfactor volgens de VBC. Als er uitsluitend een permanente belasting aanwezig is, is deze factor gelijk aan 1,35. De volumieke massa  $\rho$  is voor zeewater gesteld op  $1025 \text{ kg/m}^3$ . De gravitatieversnelling  $g$  bedraagt  $9,81 \text{ m/s}^2$  en  $h$  geeft de hoogte van de waterkolom weer. Op de belastingsfactor is wel het een en ander af te dingen. De factor dient namelijk uitsluitend om onzekerheden in de grootte van de belasting op te vangen. Een extra belasting van 35% (de factor 1,35 geeft aan dat de belasting 35% groter kan worden) zou in dit geval overeenkomen met een waterstandsverhoging van bijna 38 meter! Dit is onmogelijk. Een belastingsfactor van 1,1 zou in dit specifieke geval veel realistischer zijn en een flinke kostenbesparing opleveren. Met een belastingsfactor van 1,1 komt de maatgevende belasting uit op:

$$\frac{1,1}{1,35} \cdot 1466 \cong 1195 \text{ kN/m}^2$$

### Berekening maximaal plaatveld; dwarskracht

Volgens artikel 7.5.1 van de VBC geldt voor de dwarskracht in een lijnvormig ondersteunde plaat het volgende:



Bij een hoek met op de aansluitende ondersteuning volledige inklemming geldt dat de belasting volgens bovenstaande figuur over de opleggingen wordt verdeeld (linker figuur). De kleinste lengte-afmeting van de plaat (per definitie  $l_x$ ) geeft dus de maatgevende dwarskracht. Bovendien geldt dat over een afstand ter grootte van de nuttige hoogte van de plaat, de belasting op de plaat rechtstreeks naar de ondersteuning wordt afgedragen (rechter figuur).

Voor een strook van 1 meter breed volgt nu, om toepassing van dwarskrachtwapening te voorkomen:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

$$\frac{q_d \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l_x - (d + l_0)\right)}{d} \leq \tau_u$$

met:  $\tau_d$  = ontwerpdwarskracht in  $[\text{kN/m}^2]$   
 $\tau_u$  = toelaatbare dwarskracht in  $[\text{kN/m}^2]$   
 $q_d$  = ontwerpbelasting in  $[\text{kN/m}^2]$  op de plaat  
 $l_x$  = de kortste lengte-afmeting van de plaat in  $[\text{m}]$   
 $d$  = de nuttige hoogte van de plaat in  $[\text{m}]$   
 $l_0$  = de halve opleglengte in  $[\text{m}]$

Invullen met  $l_x = 8$  meter,  $l_0 = 0,50$  meter en  $\tau_u = 660 \text{ kN/m}^2$  (volgens art. 6.1 van de VBC geldt voor  $\tau_u$ :  $\tau_u = 0,4 \times f_b$ . Voor betonklasse B45 geeft dat  $0,4 \times 1,65 = 0,66 \text{ N/mm}^2$ ) geeft:

$$\frac{1195 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 8,0 - d - 0,50\right)}{d} \leq 660$$

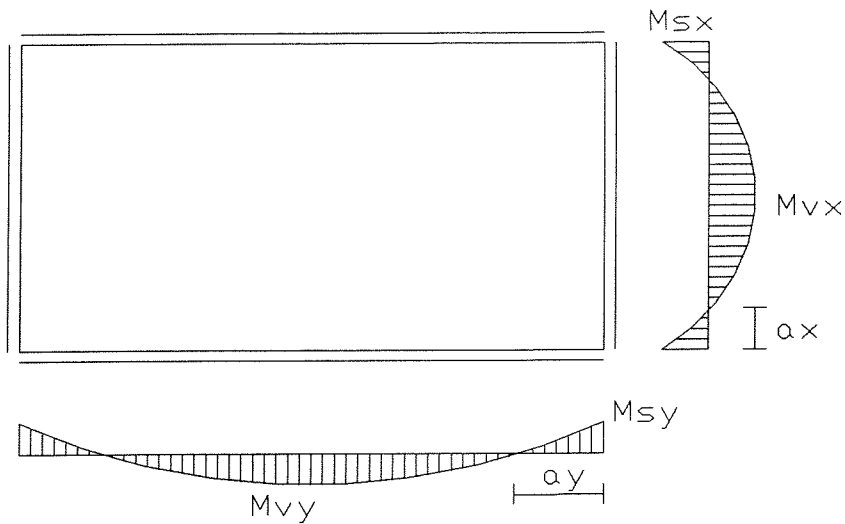
$$\Rightarrow d \geq 2,25$$

Met een nuttige hoogte van 2,25 meter komt de totale hoogte van de plaat op ongeveer 2,5 meter uit.

### Berekening maximaal plaatveld; momenten

Nu  $l_x$  bekend is, kan met behulp van tabel 18 uit [41]  $l_y$  worden bepaald. De lengte van de plaat bepaalt de hoogte van de veld- en steunpuntsmomenten en bepaalt, samen met de hoogte van de plaat, de wapeningspercentages. Deze mogen niet al te hoog worden, vanwege de kosten (ook vanwege de constructieve eis dat er niet zó veel wapening in een doorsnede mag zitten dat het beton op druk bezwijkt en tot falen zonder waarschuwing vooraf leidt). Bovendien geldt dat wanneer er veel tussenwanden worden gebouwd om de lengte van de platen te verkleinen, de kosten op gaan lopen. Aangenomen wordt nu dat wapeningspercentages in de middenstroken tussen het minimale wapeningspercentage (i.v.m. bezwijken van de wapening op het moment van scheurvorming in het beton) en ongeveer 1% de goedkoopste oplossingen leveren. Deze waarden worden gehaald voor  $l_y = 8,0$  meter (dus vierkante plaatvelden):

$$\text{VBC tabel 18, geval 2: } \frac{l_y}{l_x} = 1,0 \Rightarrow$$



$$m_{vx} = m_{vy} = 0,018 \cdot q_d \cdot l_x^2 \Rightarrow 1377 \text{ kNm/m}$$

$$m_{sx} = m_{sy} = -0,051 \cdot q_d \cdot l_x^2 \Rightarrow -3900 \text{ kNm/m}$$

$$a_x = 0,18 \cdot l_x$$

$$a_y = 0,18 \cdot l_y$$

Met een inwendige hefboomsarm van  $0,8h = 2,0$  meter en een staalspanning  $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$  (met het oog op scheurwijdtebeperking) volgt:

$$A_{s,vx} = A_{s,vy} = 6885 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \omega = 0,28\%$$

$$A_{s,sx} = A_{s,sy} = 19500 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \omega = 0,78\%$$

## Conclusie

Plaatvelden van 8 bij 8 meter zijn zeker haalbaar bij een betonklasse B45 en een plaatdikte van 2,5 meter. Als hogere staalspanningen en/of hogere wapeningspercentages toelaatbaar worden geacht, kan de plaatgrootte verder worden opgevoerd. Overigens zal ook toepassing van een hogere betonkwaliteit grotere plaatafmetingen toelaten.

# BIJLAGE 14

Horizontale stabiliteit turbinehuizingen

## STABILITEIT TURBINEBEHUIZINGEN

De turbinebehuizingen zijn gecontroleerd op horizontaal afschuiven. De maatgevende belasting ontstaat als er op zee een extreem HW is ( $LLW+5\text{ m}$ ), en de schuiven in de in-/uitlaatwerken in de dijk geopend zijn, terwijl de leidschoepen in de slakkenhuizen zijn gesloten. Op het bekken is het waterpeil laag ( $LLW-67,75\text{ m}$ ). De turbinebehuizingen staan dan bloot aan hoge waterdrukken. Het vereiste gewicht van de turbinebehuizingen kan dan analoog aan de berekening voor het vereiste gewicht van de in-/uitlaatwerken (zie bijlage 16) worden bepaald.

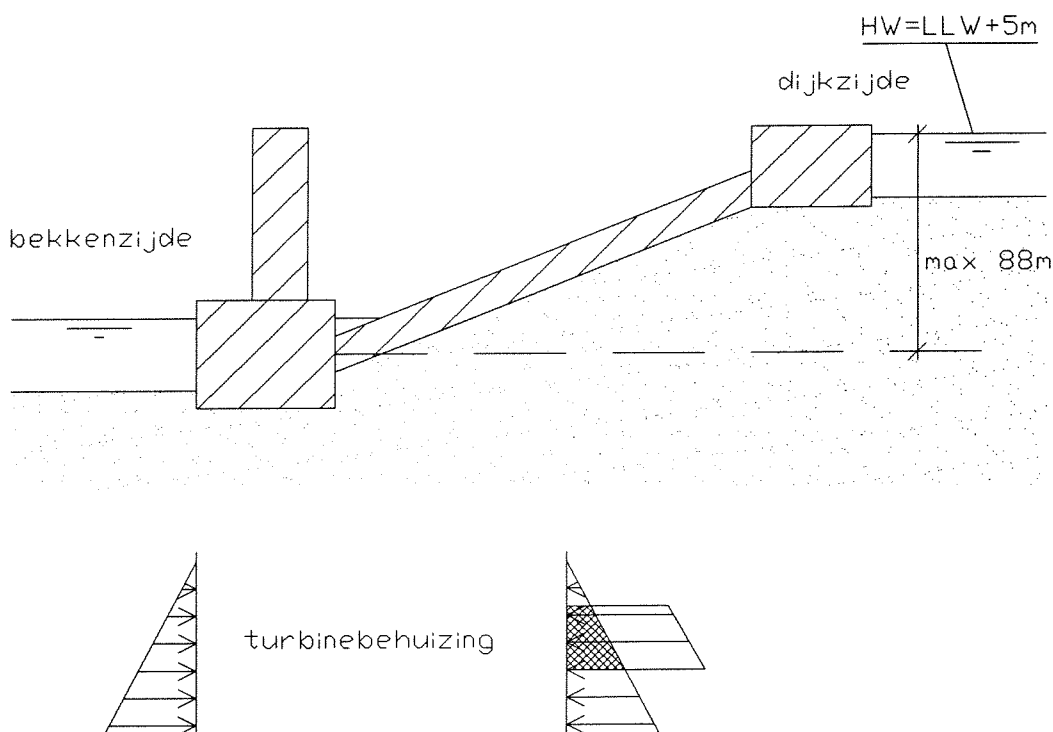
De horizontale belasting is te splitsen in drie delen, te weten:

- 1) De waterdrukken (zie figuur 1);
- 2) De korreldrukken over de lengte van de turbinebehuizingen waar drukleidingen zijn (figuur 2);
- 3) De korreldrukken over de resterende lengte (figuur 3).

Deze belastingen worden hierna bepaald. Daarna volgt een berekening van de totale belasting. Met de resultaten van deze berekening kan dan het vereiste gewicht van de turbinebehuizingen worden bepaald.

### Waterdrukken

De waterdrukken op de turbinebehuizingen worden bepaald aan de hand van figuur 1:



figuur 1: Waterdrukken en ongunstige aanname ten aanzien van waterdrukken in bekken.

De waterdrukken in het bekken zijn rondom de turbinebehuizingen gelijk en vallen daardoor tegen elkaar weg. Dit klopt voor elke doorsnede, behalve voor de doorsneden waar aan de dijkzijde een drukleiding is aangesloten. Ter plaatse van deze doorsneden staat namelijk aan de dijkzijde niet de bekkenwaterdruk, maar de waterdruk van het extreem hoge water op zee. Toch wordt de waterdruk aan de bekkenzijde van de turbinebehuizingen ook in deze doorsneden verwaarloosd. Dit houdt in dat de situatie ongunstiger wordt

voorgesteld dan ze is. De resterende waterdrukken zijn de drukken ter plaatse van de drukleidingen aan de dijkzijde. Deze waterdruk is groot:

$$P_{\text{hor,water}} = n_{\text{leiding}} \cdot A_{\text{leiding}} \cdot P_{\text{HW}} \Rightarrow$$

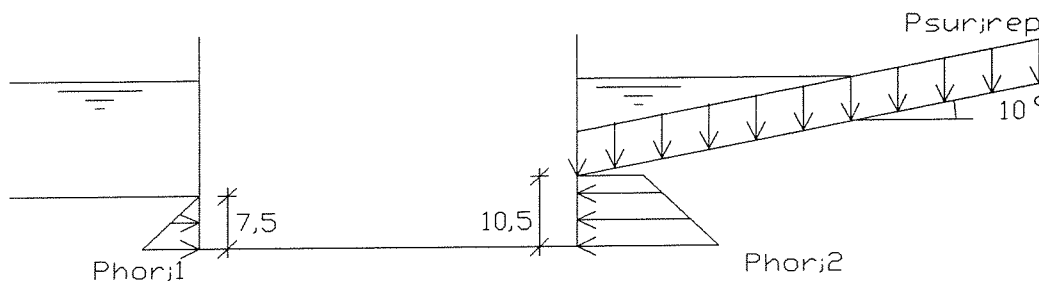
$$P_{\text{hor,water}} = 8 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 88 \cdot 10,25 = 816,1 \text{ kN}$$

Verklaring symbolen:

- $n_{\text{leiding}}$  = aantal drukleidingen
- $A_{\text{leiding}}$  = oppervlakte van leidingdoorsnede
- $P_{\text{HW}}$  = gemiddelde druk in leiding ten gevolge van HW

### Korreldrukken; drukleidingen

Over een lengte van in totaal  $160 \text{ m}^1$  grijpen de drukleidingcaissons aan op de turbinebehuizingen. De drukleidingcaissons zelf worden geacht op zichzelf te staan en geen directe belasting op de turbinebehuizingen uit te oefenen. Het water in de drukleidingen geeft wel een belasting. De belastingsituatie voor dit geval is weergegeven in figuur 2:



figuur 2: belastingsituatie bij drukleidingcaissons (waterdrukken niet getekend).

De bovenbelasting op het talud volgt uit bijlage 15. De bovenbelasting is gelijk aan het onderwatergewicht per vierkante meter van een ondergedompeld drukleidingcaisson, met gevulde drukleiding:

$$P_{\text{sur,rep}} = 197,4 \text{ kN/m}^2$$

Voor de horizontale korreldruk aan de bekkenzijde geldt:

$$P_{h1} = 0,5 \cdot h_1^2 \cdot K_{0,1} \cdot (\gamma_{\text{zand;sat}} - \gamma_w) \Rightarrow$$

$$P_{h1} = 0,5 \cdot 7,5^2 \cdot 0,8 \cdot (20,25 - 10,25) = 168,8 \text{ kN/m}^1$$

Hierin is:

- $P_{h1}$  = horizontale korreldruk aan bekkenzijde
- $K_{0,1}$  = horizontale grondrukcoëfficiënt, gelijk aan 0,6 [25]
- $\gamma_{\text{zand;sat}}$  = volumiek gewicht van met zeewater verzadigd zand
- $\gamma_w$  = volumiek gewicht van zeewater

Voor de horizontale korreldruk aan de dijkzijde volgt:

$$p_{h2} = 0,5 \cdot h_2^2 \cdot K_{0,2} \cdot (\gamma_{zand,sat} - \gamma_w) + h_2 \cdot K_{0,sur} \cdot p_{sur,rep}$$

$$p_{h2} = 0,5 \cdot 10,5^2 \cdot 0,8 \cdot (20,25 - 10,25) + 10,5 \cdot 0,6 \cdot 197,4 = 1684,6 \text{ kN/m}^1$$

Met:

- $p_{h2}$  = horizontale korreldruk aan dijkzijde
- $K_{0,2}$  = horizontale gronddrukcoëfficiënt, gelijk aan 0,8 [25]
- $K_{0,sur}$  = horizontale gronddrukcoëfficiënt voor bovenbelasting, gelijk aan 0,6 [25]

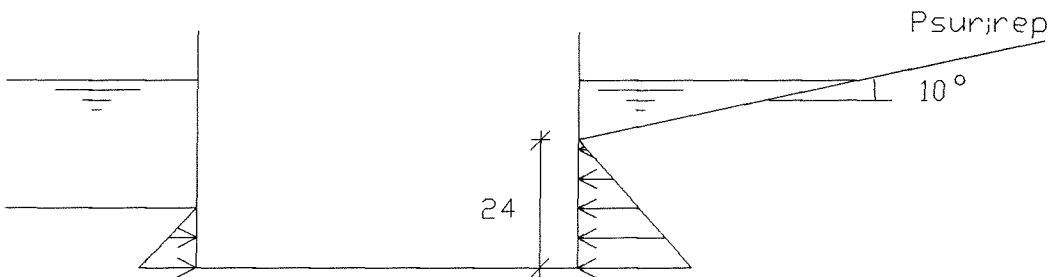
De keuze van de gronddrukcoëfficiënten verdient enige toelichting. Volgens bijlage 16 zou een waarde van 0,5 al volstaan bij de gekozen grondparameters. In [25] wordt echter aanbevolen om met een hogere waarde te rekenen, in de orde 0,6-0,8. In de meeste situaties wordt daarom gerekend met een waarde van 0,6. In het geval  $p_{h2}$  is er echter sprake van een talud. Dit talud leidt tot hogere horizontale korreldrukken. Om de invloed van deze helling te verdisconteren wordt in dit geval een waarde van 0,8 gehanteerd.

Met inachtneming van de factoren volgens NEN6740 [42] volgt voor de resulterende horizontale korreldruk:

$$P_{hleiding} = \left( \frac{1684,6}{1,0} - \frac{168,8}{1,0} \right) \cdot 160 = 242,7 \cdot 10^3 \text{ kN (in de richting van het bekken)}$$

Korreldrukken; overig

Voor de resterende 110 m<sup>1</sup> geldt de belastingsituatie zoals geschetst in figuur 3:



figuur 3: belasting op turbinebehuizing (waterdrukken weggelaten), voor doorsneden zonder drukleiding

De korreldruk aan de bekkenzijde is gelijk aan die voor doorsneden met drukleiding:

$$p_{h1} = 168,8 \text{ kN/m}^1$$



Aan de dijkzijde geldt:

$$p_{h2} = 0,5 \cdot h^2 \cdot K_{0,2} \cdot (\gamma_{\text{zand,sat}} - \gamma_w)$$
$$p_{h2} = 0,5 \cdot 24^2 \cdot 0,8 \cdot (20,25 - 10,25) = 2304,0 \text{ kN/m}^2$$

In totaal volgt voor de korreldrukken op het deel van de turbinebehuizingen zonder drukleidingen:

$$P_{h,\text{overig}} = \left( \frac{2304,0}{1,0} - \frac{168,8}{1,0} \right) \cdot 110 = 234,9 \cdot 10^3 \text{ kN (in de richting van het bekken)}$$

Totale belasting

De totale belasting komt uit op:

$$P_{\text{HOR}} = P_{\text{hor,water}} + P_{\text{leiding}} + P_{h,\text{overig}}$$
$$P_{\text{HOR}} = 816,1 \cdot 10^3 + 242,7 \cdot 10^3 + 234,9 \cdot 10^3 = 1293,7 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Deze totale druk is gericht naar het bekken.

Vereiste vloerlast turbinebehuizingen

De berekende horizontale belasting van  $1293,7 \cdot 10^3$  kN moet volledig via schuifspanning op de ondergrond worden afgedragen. Met een vloeroppervlakte van  $75 \times 230 = 20250 \text{ m}^2$  komt dat uit op een belasting van:

$$\tau_{//} = \frac{1293,7 \cdot 10^3}{20250} = 63,9 \text{ kN/m}^2$$

De turbinebehuizingen worden op staal gefundeerd. De ondergrond bestaat uit zand ( $\varphi' = 30^\circ$ ). Op het zand is een filter van circa 2 m dikte aangebracht, bestaand uit enkele lagen grind ( $\varphi' = 35^\circ$ ). Op het filter worden enkele betonnen platen gelegd, waarop de turbinebehuizingen met behulp van vijzels nauwkeurig kunnen worden gesteld. De ruimte tussen de onderkant van de behuizing en de bovenzijde van het filter wordt volgegroot. In het navolgende worden de vereiste vloerdrukken berekend op de overgang grout-grind en op de overgang grind-zand. Aangenomen wordt dat de groutlaag een geheel vormt met het beton. Ten behoeve van de berekening voor de overgang grind-zand wordt ook verondersteld dat de grindlagen een geheel vormen met de groutlaag en het beton. De berekeningen verlopen dan analoog aan die voor de stabiliteit van de in-/uitlaatwerken.

### Overgang grout-grind

Er geldt:

$$\tau_r = c' + \sigma'_v \cdot \tan \varphi'$$

Met factoren volgens NEN6740 (lit. [42]), de eis  $\tau_r > \tau_{//}$ ,  $c' = 0$  en  $\varphi' = 35^\circ$  volgt:

$$\sigma'_v > \frac{63,9}{\tan\left(\frac{35}{1,15}\right)} = 108,8 \text{ kN/m}^2$$

Met een opwaartse druk van 59 mwk (de groutlaag wordt ongeveer een meter dik, de turbinebehuizing wordt 58 meter hoog) en een volumieke massa van grout van  $20 \text{ kN/m}^3$  volgt, met een belastingfactor 1,1 op het water en een materiaalfactor 1,0 op het grout:

$$P_{\text{vloer}} = 108,8 + 1,1 \cdot 59 \cdot 10,25 - 20 = 754,0 \text{ kN/m}^2$$

### Overgang grind-zand

Analoog aan de berekening voor de overgang grout-grind volgt, met een opwaartse druk van 61 mwk,  $\varphi' = 30^\circ$  en  $\gamma_{\text{grind,sat}} = 20,25 \text{ kN/m}^3$ :

$$\sigma'_v > \frac{63,9}{\tan\left(\frac{30}{1,15}\right)} = 130,5 \text{ kN/m}^2$$

en:

$$P_{\text{vloer}} = 130,5 + 1,1 \cdot 61 \cdot 10,25 - 2 \cdot 20,25 = 777,8 \text{ kN/m}^2$$

### Conclusie

De turbinebehuizingen moeten in de gebruiksfase van de PAC een minimale vloerdruk van  $777,8 \text{ kN/m}^2$  leveren om voldoende weerstand tegen horizontaal verschuiven te kunnen genereren. Deze vloerdruk is vrij hoog, maar aanmerkelijk lager dan de heersende druk die er mag worden verwacht (deze is ongeveer  $2075 \text{ kN/m}^2$ , gebaseerd op  $110 \text{ mwk}$  met  $\gamma_w = 10,25 \text{ kN/m}^3$  en  $95 \text{ meter}$  grond, met een volumiek onderwatergewicht van  $10 \text{ kN/m}^3$ ). Zettingsproblemen als gevolg van de hoge vloerdruk hoeven dus niet te worden verwacht.

# BIJLAGE 15

Stabiliteit van een caisson op een talud

## STABILITEIT VAN EEN CAISSON OP EEN TALUD

De drukleidingcaissons worden geplaatst op een helling met een talud van circa 1:5,7 (de hellingshoek bedraagt  $10^\circ$  met de horizontaal). De bodem bestaat uit zand, de caissons worden gefundeerd op staal. Op de helling wordt een granulair filter aangebracht, dit filter zal ongeveer een meter dik worden. De filterlaag lost twee mogelijke problemen op: het filter gaat uitspoeling van zand uit de bodem tegen en de laag dient als afwerking van de helling (de helling zal na het baggeren niet mooi egaal zijn, maar hobbels en kuilen vertonen. Met een laag grind worden deze verschillen weggewerkt). De caissons worden rechtstreeks op deze filterlaag gezet.

In het navolgende wordt gecontroleerd of er op de overgangen beton-filter en filter-zand voldoende schuifspanning kan worden opgewekt om de caissons op hun plek te houden. De berekeningen zijn uitgevoerd met partiële factoren volgens NEN6740 [42]. Er doen zich drie situaties voor: de drukleidingcaissons kunnen zich geheel boven water, geheel onder water en gedeeltelijk onder water bevinden. De eerste twee gevallen worden doorgerekend, het derde geval wordt veilig verondersteld als de eerste twee situaties veilig worden bevonden.

De berekening is als volgt opgezet:

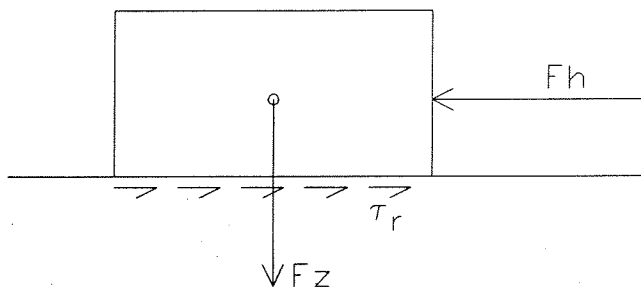
- 1) Allereerst wordt er een evenwichtseis geformuleerd;
- 2) Daarna wordt bepaald hoe zwaar een drukleidingcaisson wordt;
- 3) Tenslotte worden de genoemde situaties getoetst aan de evenwichtseis.

### Evenwichtseis

Voor de opgewekte schuifspanning tussen een aan een horizontale belasting blootgesteld lichaam op een horizontaal vlak ( zie figuur 1) geldt, volgens [25]:

$$\tau_r = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

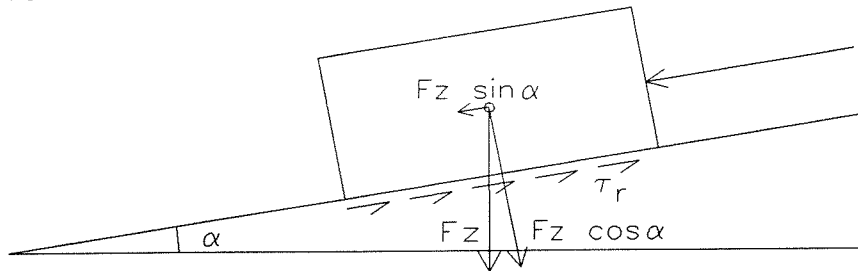
Met:  $\tau_r$  = schuifspanning [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]  
 $c'$  = effectieve cohesie [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]  
 $\varphi'$  = effectieve hoek van inwendige wrijving [ $^\circ$ ]



figuur 1: horizontaal belast lichaam op horizontaal vlak.

Het lichaam blijft op zijn plaats zolang  $\tau_r \times A > F_h$ . Om  $\tau_r$  te kunnen bepalen moeten de grootte van het contactoppervlak  $A$  en de grootte van de zwaartekracht die op het lichaam werkt ( $F_z$ ) bekend zijn, evenals de

bodemparameters  $\phi'$  en  $c'$ . In een situatie met een hellend vlak, met de belasting evenwijdig aan dat vlak (figuur 2), geldt deze formule nog steeds.



figuur 2: lichaam op hellend vlak.

Wel moeten enige correcties worden aangebracht om de invloed van de helling te verdisconteren. In het navolgende wordt de effectieve cohesie nul verondersteld (dit is aannemelijk voor zand en grind),  $\alpha$  stelt de hellingshoek voor,  $\sigma'_v$  is de verticale effectieve korrelspanning. Dit leidt tot de volgende formule voor  $\tau_r$ :

$$\tau_r = \sigma'_v \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi'$$

Deze schuifspanning moet groter zijn dan de belasting. Ook de belasting wordt gecorrigeerd. Deze belasting aangeduid als  $\tau'_{//}$  is groot:

$$\tau'_{//} = \frac{F}{A} + \sigma'_v \cdot \sin \alpha$$

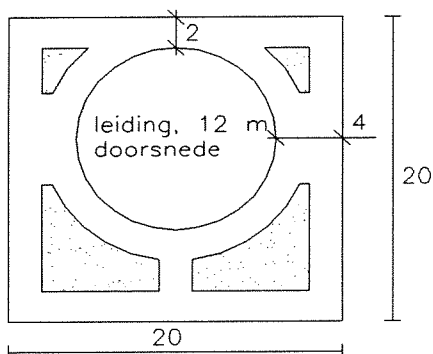
De evenwichteis luidt nu:

$$\tau_r > \tau'_{//}$$

Alle belastinggevallen moeten aan deze eis voldoen.

### Bepaling gewicht drukleidingcaisson

De drukleidingcaissons worden drijvend aangevoerd en met behulp van ballast afgezonden. Eenmaal op hun plek worden ze verder afgebouwd. Er is niet onderzocht wat de meest optimale doorsnede van het caisson is, daarom wordt er gewerkt met een globale doorsnede, zoals weergegeven in figuur 3:



figuur 3: Doorsnede drukleidingcaisson.

Er worden vier verschillende caissongewichten bepaald, te weten de gewichten van een caisson met een met water gevulde drukleiding en van een caisson met een lege drukleiding, beide gevallen zowel boven als onder water. Het gewicht boven water van een leeg caisson wordt:

$$M_{\text{leeg,boven}} = (\gamma_c \cdot A_c + \gamma_{\text{sat}} \cdot A_z) \cdot L = (25 \cdot 230 + 20 \cdot 57) \cdot 110 = 757,9 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Onder water wordt dit:

$$M_{\text{leeg,onder}} = M_{\text{leeg,boven}} - V \cdot \gamma_w = 757,9 \cdot 10^3 - 44000 \cdot 10,25 = 306,9 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Een vol caisson weegt boven water:

$$M_{\text{vol,boven}} = M_{\text{leeg,boven}} + \gamma_w \cdot A_w \cdot L = 757,9 \cdot 10^3 + 10,25 \cdot 113 \cdot 110 = 885,3 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Onder water wordt dat:

$$M_{\text{vol,onder}} = M_{\text{vol,boven}} - V \cdot \gamma_w = 885,3 \cdot 10^3 - 44000 \cdot 10,25 = 434,3 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

In bovenstaande formules staan de gebruikte symbolen voor:

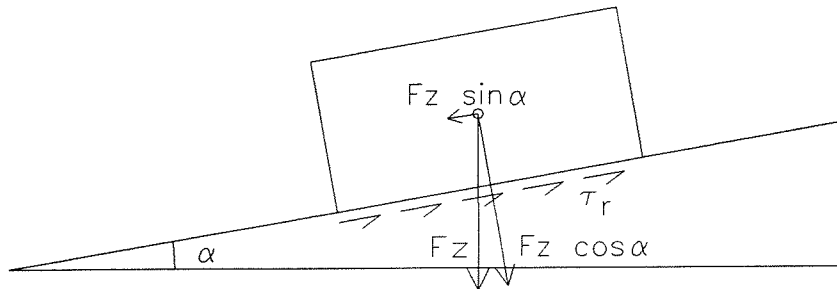
$\gamma_c$	= volumieke gewicht van beton = 25 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{sat}}$	= volumieke gewicht van met water verzadigd zand = 20 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	= volumieke gewicht van zeewater = 10,25 kN/m <sup>3</sup>
$A_c$	= betondoorsnede = 230 m <sup>2</sup> /m
$A_z$	= doorsnede ballastcompartimenten = 57 m <sup>2</sup> /m
$A_w$	= doorsnede drukleiding = 113 m <sup>2</sup> /m
$L$	= lengte caisson = 110 m
$V$	= volume caisson = 44000 m <sup>3</sup>

De bovenstaande gewichten leveren de volgende effectieve verticale korrelspanningen (door de gewichten te delen door het vloeroppervlak van de caissons, groot 2200 m<sup>2</sup>):

$$\begin{aligned} \sigma'_{v,\text{leeg,boven}} &= 344,5 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_{v,\text{leeg,onder}} &= 139,5 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_{v,\text{vol,boven}} &= 402,4 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_{v,\text{vol,onder}} &= 197,4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

## Berekeningen situatie boven water

Voor de situatie boven water worden de overgangen beton-filter en filter-zand gecontroleerd. Dit gebeurt met behulp van figuur 4:



figuur 4: belastingsituatie boven water.

De belasting  $F$  evenwijdig aan de helling (zie figuur 2) is afwezig, elk caisson wordt verondersteld al zijn belastingen aan de ondergrond af te geven. Met inachtneming van de factoren, genoemd in NEN6740, en  $\phi'_{\text{filter}} = 35^\circ$  volgt nu voor de overgang beton-filter voor een leeg caisson:

$$\tau_r = \frac{344,5}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{35}{1,15}\right) = 181,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{344,5}{1,0} \cdot \sin 10 = 59,8 \text{ kN/m}^2$$

Voor een vol caisson volgt:

$$\tau_r = \frac{402,4}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{35}{1,15}\right) = 211,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{402,4}{1,0} \cdot \sin 10 = 69,9 \text{ kN/m}^2$$

In beide gevallen wordt ruimschoots aan de eis  $\tau_r > \tau'_{//}$  voldaan.

Ten behoeve van de berekening van de overgang filter-zand wordt verondersteld dat het beton en het filter één geheel vormen. De berekening verloopt dan analoog aan die voor de overgang beton-filter. De aanname is reëel als de filterlaag een hoge haakweerstand heeft. Dit kan worden bereikt door gebroken grind of betonpuingranulaat toe te passen. De effectieve verticale korrelspanning in op de overgang filter-zand wordt voor een leeg caisson:

$$\sigma'_{v,\text{leeg}} = 344,5 + (\gamma_{\text{grind,sat}} - \gamma_w) = 344,5 + 10 = 354,5 \text{ kN/m}^2$$

En voor een vol caisson:

$$\sigma'_{v,\text{vol}} = 402,4 + (\gamma_{\text{grind,sat}} - \gamma_w) = 402,4 + 10 = 412,4 \text{ kN/m}^2$$

In de bovenstaande formules is uitgegaan van een effectief onderwatergewicht van grind ( $= \gamma_{\text{grind,sat}} - \gamma_w$ ) ter grootte van  $10 \text{ kN/m}^3$ . Voor een leeg caisson volgt, met  $\phi'_{\text{zand}} = 30^\circ$ :

$$\tau_r = \frac{354,5}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{30}{1,15}\right) = 155,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{354,5}{1,0} \cdot \sin 10 = 61,6 \text{ kN/m}^2$$

Voor een vol caisson volgt:

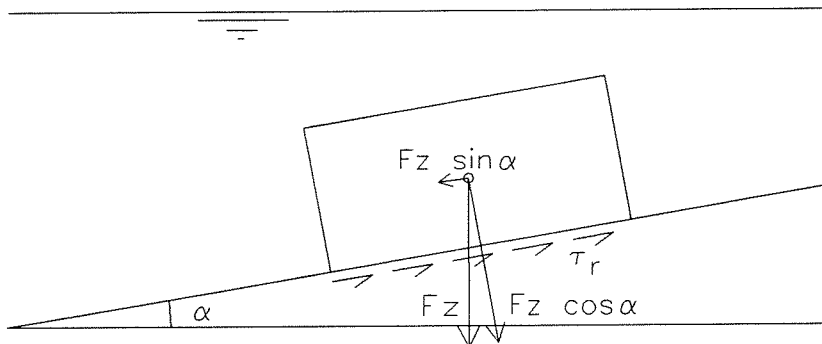
$$\tau_r = \frac{412,4}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{30}{1,15}\right) = 180,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{412,4}{1,0} \cdot \sin 10 = 71,6 \text{ kN/m}^2$$

In beide gevallen wordt weer ruimschoots aan de eis  $\tau_r > \tau'_{//}$  voldaan.

### Berekeningen situatie onder water

Ook voor de situatie onder water worden de overgangen beton-filter en filter-zand gecontroleerd. Dit gebeurt met behulp van figuur 5:



figuur 5: belastingsituatie onder water.

De belasting  $F$  evenwijdig aan de helling (zie figuur 2) is afwezig, elk caisson wordt verondersteld al zijn belastingen aan de ondergrond af te geven. Met inachtneming van de factoren, genoemd in NEN6740, en  $\phi'_{\text{filter}} = 35^\circ$  volgt nu voor de overgang beton-filter voor een leeg caisson:

$$\tau_r = \frac{139,5}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{35}{1,15}\right) = 73,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{139,5}{1,0} \cdot \sin 10 = 24,2 \text{ kN/m}^2$$

Voor een vol caisson volgt:



$$\tau_r = \frac{197,4}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{35}{1,15}\right) = 103,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{197,4}{1,0} \cdot \sin 10 = 34,3 \text{ kN/m}^2$$

In beide gevallen wordt ruimschoots aan de eis  $\tau_r > \tau'_{//}$  voldaan.

Ten behoeve van de berekening van de overgang filter-zand wordt weer verondersteld dat het beton en het filter één geheel vormen. De berekening verloopt dan analoog aan die voor de overgang beton-filter. De aanname is reëel als de filterlaag een hoge haakweerstand heeft. Dit kan worden bereikt door gebroken grind toe te passen. De effectieve verticale korrelspanning in op de overgang filter-zand wordt voor een leeg caisson:

$$\sigma'_{v,\text{leeg}} = 139,5 + (\gamma_{\text{grind,sat}} - \gamma_w) = 139,5 + 10 = 149,5 \text{ kN/m}^2$$

En voor een vol caisson:

$$\sigma'_{v,\text{vol}} = 197,4 + (\gamma_{\text{grind,sat}} - \gamma_w) = 197,4 + 10 = 207,4 \text{ kN/m}^2$$

In de bovenstaande formules is uitgegaan van een effectief onderwatergewicht van grind ( $= \gamma_{\text{grind,sat}} - \gamma_w$ ) ter grootte van  $10 \text{ kN/m}^3$ . Voor een leeg caisson volgt, met  $\phi'_{\text{zand}} = 30^\circ$ :

$$\tau_r = \frac{149,5}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{30}{1,15}\right) = 67,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{149,5}{1,0} \cdot \sin 10 = 26,0 \text{ kN/m}^2$$

Voor een vol caisson volgt:

$$\tau_r = \frac{207,4}{1,1} \cdot \cos 10 \cdot \tan\left(\frac{30}{1,15}\right) = 109,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau'_{//} = \frac{207,4}{1,0} \cdot \sin 10 = 36,0 \text{ kN/m}^2$$

In beide gevallen wordt weer ruimschoots aan de eis  $\tau_r > \tau'_{//}$  voldaan.

Opgemerkt wordt dat de niet-horizontale ligging van het caisson verwaarloosd is in deze berekening. De schuinstand is van invloed op de verdeling van de opwaartse drücken onder de bodem van het caisson. Er is gewerkt met een totale waarde, verwerkt in het onderwatergewicht. De invloed van deze verwaarlozing is vrijwel nul, omdat een lagere schuifspanning ten gevolge van een lagere effectieve korreldruk op de ene plek wordt gecompenseerd door een hogere schuifspanning op de andere plek. Zolang de grootste absolute waarde van de een of andere kracht niet over de toelaatbare waarde komt, is er niets aan de hand.

## Evaluatie en conclusie

Zowel op de overgang beton-filter als op de overgang filter-zand worden hoge veiligheden gevonden, zowel boven als onder water. Alle veiligheden liggen tussen 2,5 en 3. In een berekening volgens NEN6740 kan worden volstaan met een veiligheid van 1,0 (in de berekening zijn al partiële factoren verwerkt!). Er zou kunnen worden geconcludeerd dat er te zwaar is ontworpen. Wellicht kan er wat lichter worden ontworpen, maar deze conclusie mag niet zonder meer aan de gemaakte berekeningen worden verbonden. Het is namelijk zo dat bij de gekozen hellingshoek en bodemopbouw, de geschatte effectieve hoeken van inwendige wrijving en de opgelegde partiële factoren [42], elke effectieve verticale korrelspanning een veilige uitkomst oplevert, zolang de ondergrond niet wordt overbelast. Dit is eenvoudig in te zien als  $\tau_r$  wordt gelijkgesteld aan  $\tau_{//}$  maal een veiligheidsfactor X:

$$\begin{aligned}\tau_r = X \cdot \tau_{//} &\Rightarrow \frac{\sigma'_v}{1,1} \cdot \cos \alpha \cdot \tan\left(\frac{\varphi'}{1,15}\right) = X \cdot \frac{\sigma'_v}{1,0} \cdot \sin \alpha \\ \Rightarrow X &= \frac{\cos \alpha}{1,1 \cdot \sin \alpha} \cdot \tan\left(\frac{\varphi'}{1,15}\right)\end{aligned}$$

Voor  $\alpha = 10^\circ$  en  $\varphi' = 35^\circ$  levert dit  $X = 3,0$  op, voor  $\varphi' = 30^\circ$  leidt dit tot  $X = 2,5$ . Om aan  $X = 1,0$  te komen, kan de hellingshoek worden vergroot tot  $\alpha = 23^\circ$  bij gelijkblijvende hoeken van effectieve inwendige wrijving! In een geoptimaliseerd ontwerp kan de hellingshoek dus groter zijn dan  $10^\circ$ , als deze helling onder water tenminste kan worden gebouwd en geen andere stabiliteitsproblemen geeft!

Overigens wil het voorgaande niet zeggen dat de gebruikte methoden niet geschikt is om de veiligheid van een caisson op een talud te onderzoeken. Wanneer er namelijk een externe belasting optreedt, verandert de formule voor X in:

$$X = \frac{\frac{\sigma'_v}{1,1} \cos \alpha \cdot \tan\left(\frac{\varphi'}{1,15}\right)}{\sigma'_v \cdot \sin \alpha + \frac{F_d}{A}}$$

Hierin is  $F_d$  de ontwerpbelasting van buitenaf, en A het contactoppervlak met de ondergrond. Als  $F_d$  nu ten opzichte van A groot wordt, kunnen er oplossingen voor X kleiner dan 1,0 ontstaan.

# BIJLAGE 16

Horizontale stabiliteit in-/uitlaatwerken

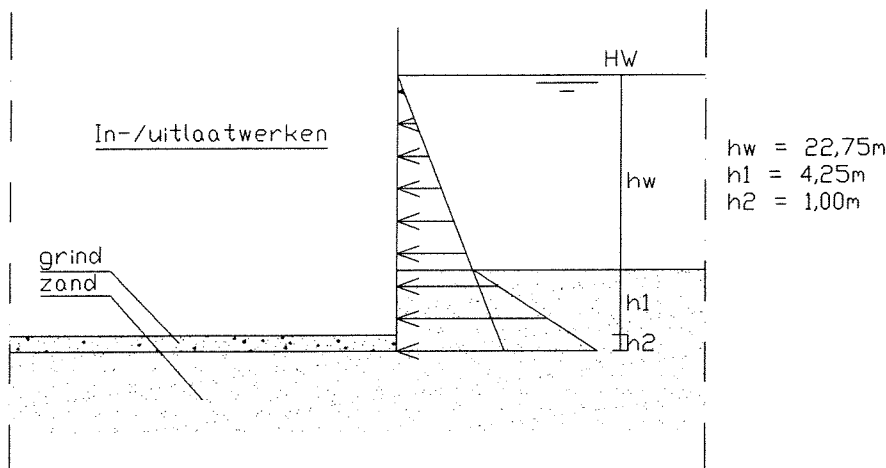
## STABILITEIT IN-/UITLAATWERKEN

De maatgevende belasting op de in-/uitlaatwerken ontstaat als alle 8 schuiven gesloten zijn (PAC niet in bedrijf) en er een zeer hoge waterstand op zee is. Deze waterstand wordt verondersteld op LLW+5,0 meter. Uit deze belastingsituatie volgt een horizontale belasting, welke door de in-/uitlaatwerken moet worden afgedragen naar de ondergrond. Opnieuw wordt gebruik gemaakt van:

$$\tau_r = c' + \sigma'_v \cdot \tan \phi'$$

Als namelijk bekend is hoe groot de horizontale belasting wordt, volgt de op te wekken schuifspanning  $\tau_r$ , waarna uit bovenstaande formule de vereiste vloerdruk van de constructie wordt afgeleid. Daarmee kan eenvoudig het vereiste gewicht van het kunstwerk worden bepaald.

Er wordt verondersteld dat alle horizontale belasting moet worden afgedragen naar de bodem. Het kunstwerk wordt op staal gefundeerd: de toplaag van de zeebodem wordt afgegraven tot een niveau van ongeveer 5,25 meter beneden de zeebodem. Dan wordt een filter aangebracht van grind, de dikte van dit filter wordt ongeveer een meter. Het kunstwerk wordt rechtstreeks op dit filter gezet. Er ontstaat dan de situatie, geschetst in figuur 1:



figuur 1: maatgevend belastinggeval

In het navolgende worden berekend:

- 1) De maatgevende horizontale belasting
- 2) De schuifspanning die moet worden afgedragen naar de ondergrond
- 3) De vereiste korreldruk onder het kunstwerk
- 4) Het vereiste gewicht van het kunstwerk

Er wordt op twee niveaus getoetst: op de overgang beton-grind en op de overgang grind-zand.

## Maatgevende horizontale belasting

De horizontale belasting bestaat uit twee delen: waterdruk en korreldruk. De horizontale druk wordt op drie niveaus berekend (zie ook figuur 1): op HW-22,75 m (niveau zeebodem), op HW-27 m (onderkant kunstwerk) en op HW-28 m (onderzijde filter). Voor HW-22,75 m volgt:

$$p_{h,-22,75} = \gamma_w \cdot h_w = 10,25 \cdot 22,75 = 233,2 \text{ kN/m}^2$$

Voor HW-27 m volgt:

$$p_{h,-27} = \gamma_w \cdot (h_w + h_1) + K_0 \cdot (\gamma_{\text{zand,sat}} - \gamma_w) \cdot h_1$$

$$p_{h,-27} = 10,25 \cdot (22,75 + 4,25) + 0,6 \cdot 10 \cdot 4,25 = 302,3 \text{ kN/m}^2$$

Voor HW-28 m volgt:

$$p_{h,-28} = \gamma_w \cdot (h_w + h_1 + h_2) + K_0 \cdot (\gamma_{\text{zand,sat}} - \gamma_w) \cdot (h_1 + h_2)$$

$$p_{h,-28} = 10,25 \cdot (22,75 + 4,25 + 1,0) + 0,6 \cdot 10 \cdot (4,25 + 1,0) = 318,5 \text{ kN/m}^2$$

Hieronder worden de gebruikte symbolen, welke niet in figuur 1 zijn opgenomen, verklaard:

- $p_{h,x}$  = horizontale belasting op hoogte x ten opzichte van HW, in kN/m<sup>2</sup>
- $\gamma_w$  = volumiek gewicht zeewater, 10,25 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma_{\text{zand,sat}}$  = volumiek gewicht met water verzadigd zand, 20,25 kN/m<sup>3</sup>
- $K_0$  = neutrale gronddruk-coëfficiënt, 0,6 [-]

Voor  $K_0$  geldt als eis dat deze minimaal gelijk moet zijn aan  $1 - \sin \varphi'$ . Met  $\varphi' = 30^\circ$  volgt  $K_0 = 0,5$ . Aanbevolen wordt (lit. [25]) om met een hogere waarde te rekenen. Er wordt daarom gerekend met  $K_0 = 0,6$ .

Bovenstaande horizontale drukken leiden tot de onderstaande horizontale belastingen. Er is gebruik gemaakt van de partiële veiligheidsfactoren volgens NEN6740 (lit. [42]). Voor het niveau HW-27 m volgt:

$$P_{\text{hor,-27}} = \frac{1}{\gamma_{m,g}} \cdot \int (p_{h,-27}) dh = \frac{1}{1,0} \cdot \left( 0,5 \cdot (h_w + h_1)^2 \cdot \gamma_w + 0,5 \cdot h_1^2 \cdot (K_0 \cdot (\gamma_{\text{zand,sat}} - \gamma_w)) \right)$$

$$P_{\text{hor,-27}} = \frac{1}{1,0} \cdot (0,5 \cdot 27^2 \cdot 10,25 + 0,5 \cdot 4,25^2 \cdot 6) = 3790,3 \text{ kN/m}^1$$

Voor het niveau HW-28 m volgt:

$$P_{\text{hor,-28}} = \frac{1}{\gamma_{m,g}} \cdot \int (p_{h,-28}) dh \Rightarrow$$

$$P_{\text{hor,-28}} = \frac{1}{1,0} \cdot \left( 0,5 \cdot (h_w + h_1 + h_2)^2 \cdot \gamma_w + 0,5 \cdot (h_1 + h_2)^2 \cdot (K_0 \cdot (\gamma_{\text{zand,sat}} - \gamma_w)) \right)$$

$$P_{\text{hor,-28}} = \frac{1}{1,0} \cdot (0,5 \cdot 28^2 \cdot 10,25 + 0,5 \cdot 5,25^2 \cdot 6) = 4100,7 \text{ kN/m}^1$$

## Schuifspanning, af te dragen naar ondergrond

De gevonden horizontale drukken worden door schuifspanning op de bodem afgedragen. Er wordt verondersteld dat dit over de gehele breedte van het kunstwerk (55 m) gebeurt. De horizontale belasting  $\tau_{//}$  komt daardoor uit op:

$$\tau_{//,-27} = \frac{3790,3}{55} = 68,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{//,-28} = \frac{4100,7}{55} = 74,6 \text{ kN/m}^2$$

## Maatgevende korreldruk onder kunstwerk

Met de eis  $\tau_r > \tau_{//}$  volgt voor de overgang beton-filter:

$$\tau_{r,-27} > 68,9 \Rightarrow c' + \sigma'_{v,d} \cdot \tan \frac{\varphi'}{\gamma_{m,\varphi'}} > 68,9$$

Met  $c' = 0$ , volgt:

$$\sigma'_{v,d} > 117,3 \text{ kN/m}^2$$

Voor de overgang filter-zand wordt verondersteld dat het beton en het filter één lichaam vormen, de berekening kan dan analoog verlopen aan die voor de overgang beton-filter:

$$\tau_{r,-28} > 74,6 \Rightarrow c' + \sigma'_{v,d} \cdot \tan \frac{\varphi'}{\gamma_{m,\varphi'}} > 74,6$$

Ook nu is  $c' = 0$  en  $\gamma_{m,\varphi'} = 1,15$ . Voor  $\varphi' = 30^\circ$  volgt dan:

$$\sigma'_{v,d} > 152,4 \text{ kN/m}^2$$

Met behulp van deze effectieve verticale korrelspanningen kan de vereiste vloerdruk van het kunstwerk worden bepaald.

## Vereiste vloerdruk kunstwerk

De vereiste vloerdruk van het kunstwerk volgt uit de vereiste effectieve korrelspanning onder het kunstwerk, vermeerderd met de waterdruk onder het kunstwerk. In formulevorm:

$$P_{\text{vloer}} = \sigma'_{v,d} + \sigma_w$$

De waterdruk onder het kunstwerk wordt verondersteld gelijk te zijn aan de hydrostatische waterdruk, gebaseerd op HW. Deze aanname is aan de veilige kant, omdat er aan de bekkenzijde van het kunstwerk geen water staat en de druk aan die kant dus lager is dan de waterdruk aan de hoogwaterzijde. Voor de bepaling van de vloerdruk voor het niveau HW-28 m wordt ook nog het gewicht van de met water verzadigde filterlaag verrekend. Voor het niveau HW-27 m wordt gevonden:

$$P_{\text{vloer,-27}} = 117,3 + 10,25 \cdot 27 = 394,0 \text{ kN/m}^2$$

Voor het niveau HW-28 m volgt:

$$P_{\text{vloer,-28}} = 152,4 + 10,25 \cdot 28 - 20 = 419,4 \text{ kN/m}^2$$

Het getal 20 geeft het volumieke gewicht van met water verzadigd grind weer ( $20 \text{ kN/m}^3$ ).

## Conclusie

De in-/uitlaatwerken in de dijk moeten minimaal een vloerlast van  $419,4 \text{ kN/m}^2$  geven, om voldoende weerstand tegen horizontaal verschuiven bij extreem hoog water te bieden.

# BIJLAGE 17

Controle gewichtseis in-/uitlaatwerken



## CONTROLE GEWICHTSEIS IN-/UITLAATWERKEN

In bijlage 16 is berekend dat de in-/uitlaatwerken in de dijk minstens een vloerdruk van 419,4 kN/m<sup>2</sup> moeten genereren, om voldoende weerstand tegen horizontaal verschuiven op te wekken. Gecontroleerd moet worden of de in-/uitlaatwerken aan deze eis kunnen voldoen. Daarom is aan de hand van de tekeningen PAC-12 t/m PAC-15 een berekening gemaakt van het betongewicht van de constructie. Aangezien de in-/uitlaatwerken in twee gelijke delen zijn gesplitst, wordt volstaan met de berekening van één deel. Uit de resultaten van deze berekening en het vloeroppervlak van het kunstwerk volgt de gemiddelde vloerdruk.

### *Bepaling betonvolume*

vloer + tussenvloeren + dak:

$$3 \cdot 55 \cdot 90 \cdot 2 + 2 \cdot 0,5 \cdot 30 \cdot 90 + 2 \cdot 0,5 \cdot 22 \cdot 90 + 2,5 \cdot 18 \cdot 90 + 42 \cdot 34,5 \\ + 55 \cdot 90 \cdot 1,5 = 47304 \text{ m}^3$$

zij- en tussenwanden:

$$10 \cdot 55 \cdot 40 - 55 \cdot (2 + 2 + 2 + 2 + 1,5) = 16775 \text{ m}^3$$

tussenwanden kort zijde onderin:

$$6 \cdot 55 \cdot (6 - 4) = 660 \text{ m}^3$$

stroomgeleiders:

$$8 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 14 = 6720 \text{ m}^3$$

langswanden:

$$13,5 \cdot 40 \cdot 90 - 4 \cdot 20 \cdot 2 - 4 \cdot 15 \cdot 1 - 2 \cdot 4 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 2 - 78 \cdot 1,5 \cdot 9 \\ - 4 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 1,5 - 3 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 4 - \text{overlappingsen} \approx 41000 \text{ m}^3$$

vulbeton rond leidingen:

$$15 \cdot 4 \cdot (12^2 - 0,25 \cdot \pi \cdot 12^2) = 1854 \text{ m}^3$$

totaal  $114313 \text{ m}^3$

Met een volumiek gewicht van 24 kN/m<sup>3</sup> voor beton volgt een totaal gewicht van 2,86 MN.

### *Bepaling vloerdruk*

Ten gevolge van alleen het betongewicht en een vloeroppervlakte van 55 bij 90 meter volgt een gemiddelde vloerdruk van:

$$\frac{2,86 \cdot 10^6}{55 \cdot 90} = 577,8 \text{ kN/m}^2$$

De gegenereerde vloerdruk voldoet al ruimschoots aan de eis die in bijlage 16 is gesteld. Met het oog op deze eis kan het kunstwerk aanmerkelijk lichter worden ontworpen.

# BIJLAGE 18

Stabiliteit turbinecaissons tijdens drijvende fase

## STABILITEIT TURBINECAISSONS IN BOUWFASE

Berekend worden:

- 1) Stabiliteit in drijvende toestand van de caissons voor zover ze in het dok worden gebouwd;
- 2) Stabiliteit in drijvende toestand gedurende de afzinkfase.

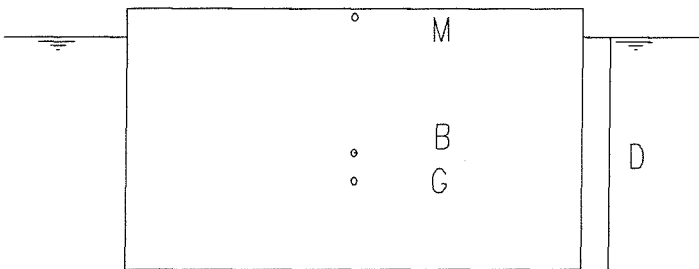
### 1) Stabiliteit turbinecaissons, af dok

Deze situatie doet zich voor vanaf het moment dat de caissons in het dok gaan drijven, tot aan het moment waarop weer aan de drijvende caissons wordt gebouwd.

Bepalend voor de stabiliteit in drijvende toestand van een willekeurig lichaam is de metacentrumhoogte  $MG$ .

Deze hangt af van:

- De diepgang  $D$ ;
- De ligging van het zwaartepunt  $G$ ;
- De ligging van het aangrijpingspunt van de opdrijvende kracht  $B$  (bepaald door de vorm van het lichaam en de diepgang  $D$ ).



figuur 1: Overzicht gebruikte symbolen

Het metacentrum is op te vatten als het punt waaraan het drijvende lichaam is opgehangen.

### *Uitgangspunten*

- In het dok worden de caissons gebouwd tot een hoogte van 32 meter;
- Er is voldoende stabiliteit als de metacentrumhoogte  $MG$  minstens 0,5 meter is (zie figuur);
- Betonoppervlakte van snede A-A is ongeveer even groot als de betonoppervlakte van snede B-B (zie tekening PAC-10);
- De invloed van de klepspanningen op de stabiliteit wordt verwaarloosd, vanwege het geringe betonvolume.

### *Berekening betonvolume*

In het caisson komen verschillende doorsneden voor (zie tekening PAC-10):

- $13 \text{ m}^3$  volle wand;
- $100 \text{ m}^3$  snede A-A en B-B;
- $10 \text{ m}^3$  snede A-A met scheidingswanden in de onderste ballastcompartimenten;
- $12 \text{ m}^3$  snede A-A met scheidingswanden in de onderste ballastcompartimenten én een wand tussen de straalbuizen.

In totaal bedraagt de lengte van het turbinecaisson 135 m<sup>1</sup>. Het totale betonvolume van een turbinecaisson, voor zover het wordt gebouwd in het dok wordt nu:

$$\begin{aligned}
 \text{volle wanden:} & \quad 13 \cdot 75 \cdot 32 & & = 31200 \text{ m}^3 \\
 \text{A-A + B-B:} & \quad 100 \cdot (2,5 \cdot 75 + 6 \cdot 29,5 + 9,5 \cdot 5,5 + 55 + 5,75 \cdot 5 + 8 \cdot 2,5 + 4 \cdot 12,5 + 7,5) & & = 57800 \text{ m}^3 \\
 \text{A-A + B-B + wand onder:} & \quad 22 \cdot (578 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 + 3,5 \cdot 5,5 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7) & & = 19993 \text{ m}^3 \\
 \text{scheidingswand straalbuizen:} & \quad 12 \cdot (12,5 \cdot 10) \\
 \text{volle wand boven:} & \quad 17 \cdot (5,75 \cdot 7 + 5,75 \cdot 5,5 \cdot 2) + 5 \cdot (7,5 \cdot 12,5) & & = 3728 \text{ m}^3 \\
 & & & \text{totaal} = 112721 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

### Bepaling gewicht

Met een  $\rho_{\text{beton}}$  van 25 kN/m<sup>3</sup> komt het gewicht van het turbinecaisson uit op:

$$25 \cdot 112721 \cong 2818 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

### Bepaling zwaartepunt betondoorsnede

y-coördinaat

$$\begin{aligned}
 \text{volle wand:} & \quad \frac{1}{2} \cdot 32 & & = 16,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{A-A + B-B:} & \quad \frac{2,5 \cdot 75 \cdot 125 + 6 \cdot 29,5 \cdot 17,25 + 9,5 \cdot 5,5 \cdot 5 + 55 \cdot 8,5 + 5,75 \cdot (10 + 10 + 18 + 25 + 31,5) + 2,5 \cdot 8 \cdot 6,5 + 3 \cdot 12,5 \cdot 21 + 12,5 \cdot 30 + 7,5 \cdot 25,75}{2,5 \cdot 75 + 6 \cdot 29,5 + 9,5 \cdot 5,5 + 55 + 5,75 \cdot 5 + 2,5 \cdot 8 + 3 \cdot 12,5 + 12,5 + 7,5} \\
 & \quad = \frac{6044}{578} & & = 10,46 \text{ m}
 \end{aligned}$$

A-A + B-B + wand onder + wand boven + scheiding:

$$\begin{aligned}
 & \quad \frac{6044 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 3,5 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7 \cdot 6 + 5,75 \cdot 7 \cdot 14 + 2 \cdot 5,5 \cdot 5,75 \cdot 20,75 + \frac{5}{17} \cdot 7,5 \cdot 12,5 \cdot 25,75 + 12,5 \cdot 10 \cdot 14}{578 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 + 3,5 \cdot 5,5 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7 + 5,75 \cdot 7 + 2 \cdot 5,5 \cdot 5,75 + \frac{5}{17} \cdot 7,5 \cdot 12,5 + 12,5 \cdot 10} \\
 & \quad = \frac{6044 + 6133}{578 + 587} & & = 10,45 \text{ m}
 \end{aligned}$$

A-A + B-B + wand onder + wand boven:

$$\frac{6044 + 6133 - 12,5 \cdot 10 \cdot 14}{578 + 587 - 12,5 \cdot 10} = \frac{12177 - 1750}{1165 - 125} = 10,03 \text{ m}$$

A-A + B-B + wand onder:

$$\frac{10427 - 5,75 \cdot 7 \cdot 14 - 2 \cdot 5,5 \cdot 5,75 \cdot 20,75 - \frac{5}{17} \cdot 7,5 \cdot 12,5 \cdot 25,75}{1040 - 5,75 \cdot 7 - 2 \cdot 5,5 \cdot 5,75 - \frac{5}{17} \cdot 7,5 \cdot 12,5} = \frac{10427 - 2586}{1040 - 131} = 8,63 \text{ m}$$

Bovenstaande getallen leveren, samen met het aantal strekkende meters lengte waarover ze werken, het volgende gewogen gemiddelde:

$$\frac{13 \cdot 16 + 100 \cdot 10,46 + 12 \cdot 10,45 + 5 \cdot 10,03 + 5 \cdot 8,63}{13 + 100 + 12 + 5 + 5} = \frac{1472,7}{135} = 10,91 \text{ m}$$

### x-coördinaat

De x-coördinaat van het zwaartepunt wordt op dezelfde wijze berekend:

volle wand:

$$\frac{1}{2} \cdot 75 = 37,50 \text{ m}$$

A-A + B-B:

$$\begin{aligned} & 2,5 \cdot 75 \cdot 37,5 + 29,5 \cdot (2,5 \cdot 15 + 1 \cdot 65,5 + 2,5 \cdot 73,75) + 5,5 \cdot \\ & (10 + 18 + 26 + 2,5 \cdot 31,25 + 2 \cdot 40,5 + 2 \cdot 49,75) + 55 \cdot 30 + 5,75 \cdot (62,875 + 4 \cdot 69,625) \\ & + 2,5 \cdot 8 \cdot 58,75 + 3 \cdot 12,5 \cdot 9,75 + 12,5 \cdot 8,75 + 7,5 \cdot 15,5 \\ & \hline & 2,5 \cdot 75 + 29,5 \cdot 6 + 5,5 \cdot 2 + 5,5 \cdot 7,5 + 55 \cdot 5 + 5,75 \cdot 2 + 2,5 \cdot 8 + 3 \cdot 12,5 + 12,5 + 7,5 \\ & = \frac{21612}{578} = 37,39 \text{ m} \end{aligned}$$

A-A + B-B + wand onder + wand boven + scheiding:

$$\begin{aligned} & 21612 + 7 \cdot 5,5 \cdot (6 + 14 + 22 + 33,5 + 42,5 + 51,5) + 3,5 \cdot 5,5 \cdot 28,25 \\ & + 5,75 \cdot 7 \cdot (62,875 + 69,625) + 5,75 \cdot 7 \cdot 69,625 + 2 \cdot 5,75 \cdot 5,5 \cdot 69,625 + \\ & \frac{\frac{5}{17} \cdot 12,5 \cdot 7,5 \cdot 8,75 + 12,5 \cdot 10 \cdot 8,75}{578 + 7 \cdot 5,5 \cdot 6 + 3,5 \cdot 5,5 + 5,75 \cdot 7 \cdot 2 + 5,75 \cdot 7 + 2 \cdot 5,75 \cdot 5,5} = \frac{42556}{1165} \\ & + \frac{5}{17} \cdot 12,5 \cdot 7,5 + 12,5 \cdot 10 \\ & = 36,53 \text{ m} \end{aligned}$$

A-A + B-B + wand onder + wand boven:

$$\frac{42556 - 12,5 \cdot 10 \cdot 8,75}{1165 - 12,5 \cdot 10} = \frac{41462}{1040} = 39,87 \text{ m}$$

A-A + B-B + wand onder:

$$\frac{41462 - 5,75 \cdot 7 \cdot 69,625 - 2 \cdot 5,75 \cdot 5,5 \cdot 69,625 - \frac{5}{17} \cdot 12,5 \cdot 7,5 \cdot 8,75}{1040 - 5,75 \cdot 7 - 2 \cdot 5,75 \cdot 5,5 - \frac{5}{17} \cdot 12,5 \cdot 7,5} = \frac{34015}{909} = 37,42 \text{ m}$$

Bovenstaande getallen leveren, samen met het aantal strekkende meters lengte waarover ze werken, het volgende gewogen gemiddelde:

$$\frac{13 \cdot 37,50 + 100 \cdot 37,39 + 12 \cdot 36,53 + 5 \cdot 39,87 + 5 \cdot 37,42}{13 + 100 + 12 + 5 + 5} = \frac{5051,3}{135} = 37,42 \text{ m}$$

Deze x-coördinaat moet 37,50 meter worden (de werklijn van het oprijvende vermogen loopt precies door het midden van het caisson), omdat anders de werklijnen van de zwaartekracht en de oprijvende kracht niet samenvallen. Er ontstaat dan een koppel, waardoor het caisson scheef komt te liggen. De werklijn kan worden verschoven door ballast aan te brengen. Om de hoeveelheid ballast zoveel mogelijk te beperken worden alleen de meest rechtse compartimenten gevuld (zie tekeningen PAC-09 en PAC-10). Uit een evenwichtsbeschouwing volgt de benodigde hoeveelheid:

$$\begin{aligned} \sum M_{x=37,50} &= 0 \\ \Rightarrow 2818 \cdot 10^3 \cdot (37,50 - 37,42) &= M_{\text{ballast}} \cdot \left( 37,50 - 2,5 - \frac{5,75}{2} \right) \\ \Rightarrow M_{\text{ballast}} &= \frac{225,44 \cdot 10^3}{32,125} = 7,0 \cdot 10^3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dit gewicht komt overeen met 700 m<sup>3</sup> water ( $\rho_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ) of met 412 m<sup>3</sup> zand ( $\rho_{\text{zand}} = 17 \text{ kN/m}^3$ ). Gespreid over 100 strekkende meter caissonlengte en 5,75 meter compartimentbreedte (zie tekening PAC-09) levert dit een laag water van 1,22 meter of een laag zand van 0,72 meter op. Deze hoeveelheden passen zonder problemen in de meest rechtse rij (in tekening PAC-09) ballastcompartimenten.

#### *Bepaling diepgang en aangrijpingspunt oprijvende kracht*

Het totale gewicht van een turbinecaisson, af dok, is bepalend voor de diepgang van het caisson en tevens voor de y-coördinaat van het aangrijpingspunt van de oprijvende kracht. Het gewicht komt uit op:

$$2818 \cdot 10^3 + 7 \cdot 10^3 = 2825 \text{ kN}$$

De diepgang van het caisson komt dan uit op:

$$\frac{\text{gewicht}}{\text{waterverplaatsing}} = \frac{2818 \cdot 10^3}{75 \cdot 135 \cdot 10,25} = 27,15 \text{ m}$$

Het aangrijpingspunt van de oprijvende kracht komt daarmee te liggen op 13,58 meter boven de onderzijde van het caisson.

Nota bene: de invloed van de gewichten van materieel en dergelijke dat op en/of in het turbinecaisson aanwezig is, wordt niet in beschouwing genomen.

### Bepaling metacentrumhoogte

De ligging van het metacentrum boven het aangrijpingspunt van de opdrijvende kracht is:

$$\frac{I}{V} \text{ [m]}$$

Met:  $I$  = traagheidsmoment van de waterdoorsnijdende oppervlakte

$V$  = ondergedompeld volume

Dit levert op:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 75^3 = 35156 \text{ m}^4 / \text{m}$$

$$V = D \cdot 75 = 27,15 \cdot 75 = 2036 \text{ m}^3 / \text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{I}{V} = \frac{35156}{2036} = 17,27 \text{ m}$$

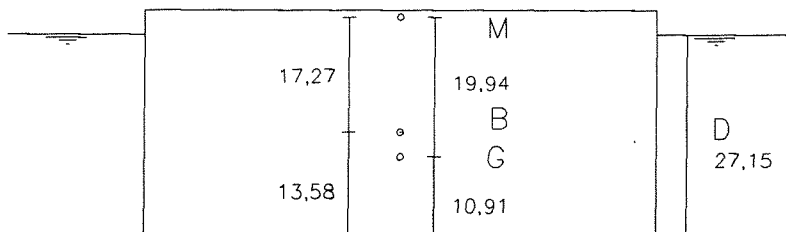
De metacentrumhoogte, oftewel de afstand MG, komt uit op:

$$17,27 + 13,58 - 10,91 = 19,94 \text{ m}$$

Deze situatie is zeer stabiel, zie ook onderstaande figuur.

### Samenvatting, conclusie

De volgende situatie ontstaat:



figuur 2: resultaat stabiliteit turbinecaissons af dok.

Deze situatie is zeer stabiel. Bovendien is geen rekening gehouden met de gunstige invloed van de ballast op de y-coördinaat van het zwaartepunt.

Opmerking 1: omdat M per definitie boven B ligt, is de situatie al stabiel als B boven G ligt.

Opmerking 2: er is geen rekening gehouden met de gewichten van materieel en dergelijke dat op de caissons (en/of erin) aanwezig is.

## 2) Stabiliteit gedurende de afzinkfase

In drijvende toestand wordt er verder gewerkt aan de turbinecaissons. Wanneer de daken zijn gebouwd, kan ook worden begonnen aan de opbouw van de toegangsschachten (zie tekening PAC-08 en PAC-09). Deze schachten maken de turbinecaissons toegankelijk, wanneer de caissons zijn afgezonken. Wanneer de onderste meters van een schacht gereed zijn, kan worden begonnen met het afzinken van het caisson. De bouw van de schacht en het afzinkproces gaan daarna hand in hand verder, totdat beide processen voltooid zijn. Dit vergt overigens wel een grote nauwkeurigheid in de berekening en de uitvoering van het ballasten!

In het navolgende wordt aan verschillende problemen gerekend:

- De sterke afname van de afstand MB (zie toelichting hieronder);
- De gevolgen hiervan voor de stabiliteit van het caisson gedurende het afzinken;
- Het verschuiven van de werklijn van de opwaartse kracht;
- De daardoor noodzakelijke verschuiving van de werklijn van de zwaartekracht (zie toelichting);
- De te mobiliseren hefcapaciteit.

Toelichting:

- De afname van MB wordt veroorzaakt door een toename van de y-coördinaat van het zwaartepunt en een sterke afname van de afstand MG, omdat het waterdoorsnijdende oppervlak tot bijna nul reduceert. Dit stelt eisen ten aanzien van de ligging van G en B. Deze eisen worden opgesteld en gecontroleerd. Bovendien is extra ballast nodig om de stabiliteit te waarborgen;
- De werklijn van de opwaartse kracht verschuift door de excentrische plaatsing van de schacht. Deze verschuiving moet gepaard gaan met een verschuiving van de werklijn van de zwaartekracht, om kantelen van het caisson te voorkomen.

### *Afname MB*

Zolang het caissondak boven water is, geldt voor het traagheidsmoment van de waterdoorsnijdende oppervlakte:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 135 \cdot 75^3 = 4,7 \cdot 10^6 \text{ m}^4$$

Zogauw het caissondak onder water verdwijnt, reduceert dit traagheidsmoment tot:

$$I = \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4 = \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot 30^4 = 39,8 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

Op de overgang van de ene naar de andere situatie geldt voor het ondergedompelde volume:

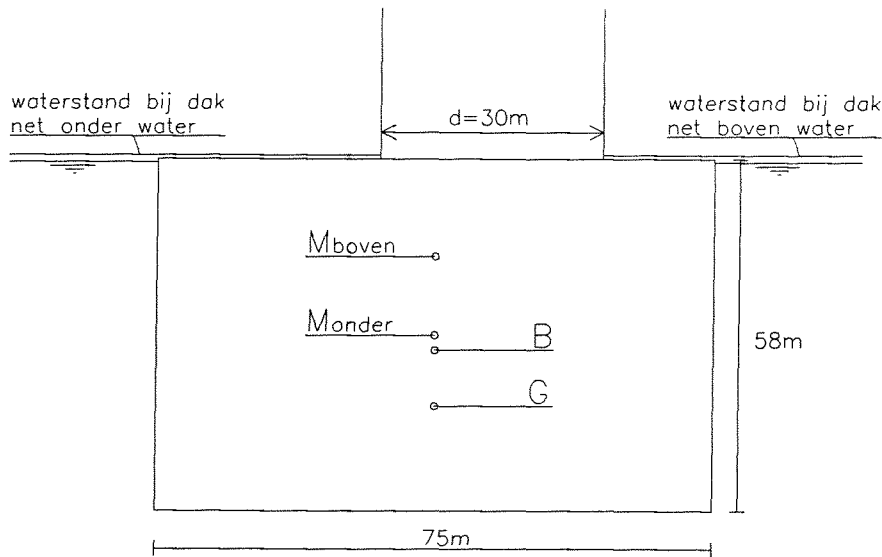
$$V = 58 \cdot 75 \cdot 135 = 587250 \text{ m}^3$$

Voor de afstand MB in beide situaties volgt (zie figuur 3):

$$MB_{\text{boven}} = \frac{l_{\text{boven}}}{V} = \frac{4,7 \cdot 10^6}{587250} = 8,1 \text{ m}$$

$$MB_{\text{onder}} = \frac{l_{\text{onder}}}{V} = \frac{39,8 \cdot 10^3}{587250} = 0,1 \text{ m (verwaarloosbaar)}$$





figuur 3: reductie afstand MB voor overgang van dak boven water naar dak onder water.

Als gevolg van deze afname wordt de volgende eis gesteld, om voldoende stabiliteit te garanderen:

$$G \leq B - 0,5\text{m}$$

In woorden: Voor een stabiele situatie tijdens de afzinkprocedure moet in ieder geval het aangrijpingspunt van de oprijvende kracht minstens een halve meter boven het zwaartepunt van het turbinecaisson liggen, gemeten vanaf de onderzijde van het caisson.

#### *Controle zwaartepunt-eis; bepaling hefcapaciteit*

Met een B ter grootte van  $0,5 \times 58 = 29$  meter volgt dat de y-coördinaat van het zwaartepunt niet groter mag zijn dan 28,5 m (situatie zonder schacht).

Verder geldt:

Om de te installeren hefcapaciteit zo klein mogelijk te houden moet ernaar worden gestreefd de turbinecaissons hun 'zweefgewicht' te geven, wat niets anders wil zeggen dan dat de caissons ongeveer even zwaar moeten zijn als het volume verplaatst water.

Het zweefgewicht is met het caissondak net onder water:

$$58 \cdot 75 \cdot 135 \cdot 10,25 \cong 6019 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

en als de caissonbodem de bekkenbodem raakt (het getal 50 in de onderstaande formule is de ondergedompelde lengte van de schacht):

$$6019 \cdot 10^3 + 50 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot 10,25 \cong 6382 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Met behulp van de tekeningen PAC-08/09/10 wordt de massa van een turbinecaisson bepaald in de afzinkfase. De betonmassa rechts onder de slakkenhuizen (zie tekeningen), groot  $7,5 \times 10 \text{ m}^3/\text{m}$ , wordt nog niet gemaakt om gewicht te besparen. Ook alle installaties en de betonmassa's die pas na gereedkoming van de slakkenhuizen worden gebouwd, zijn in de afzinkfase uiteraard nog niet gebouwd. Het volgende wordt gevonden, voor de situatie zonder toegangsschacht (zie volgende pagina):

volle wand:

$$13 \cdot (58 \cdot 75) - 8 \cdot (24,5 \cdot 25) = 51650 \text{ m}^3$$

A-A + B-B:

$$100 \cdot \left( \begin{array}{l} 7,5 \cdot 55,5 + 28,5 + 9 \cdot 5,5 + 55 \cdot 2 + 8 \cdot 5,75 + 2 \cdot 12,5 + \\ 5 \cdot 75 + 40 \cdot 3 + 2,5 \cdot 35 + 33 + 14 + 2 \cdot 12,5 \end{array} \right) = 132975 \text{ m}^3$$

A-A + B-B + wand onder + wand boven + scheiding:

$$\frac{12}{100} \cdot 132975 + 12 \cdot \left( \begin{array}{l} 6 \cdot 7 \cdot 5,5 + 3,5 \cdot 5,5 + 4 \cdot 5,75 \cdot 7 + 4 \cdot 5,75 \cdot 5,5 \\ + 12,5 \cdot 22,5 + 12,5 \cdot 31,5 + 41 \cdot 8 \end{array} \right) = 34446 \text{ m}^3$$

A-A + B-B + wand onder + wand boven:

$$\frac{5}{12} \cdot 34446 - 5 \cdot 41 \cdot 8 = 12713 \text{ m}^3$$

A-A + B-B + wand onder:

$$12713 - 5 \cdot (12,5 \cdot 31,5 + 12,5 \cdot 22,5 + 2 \cdot 5,75 \cdot 5,5 + 1 \cdot 5,75 \cdot 7) = 8821 \text{ m}^3$$

totaal 240605 m<sup>3</sup>

Dit levert een betongewicht op van ongeveer (met  $\rho_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$ ):

$$240605 \cdot 25 = 6015 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Dit is iets minder dan het zweefgewicht, maar gezien het feit dat er ballast nodig is om voldoende stabiliteit te garanderen, wordt het raadzaam geacht om nog wat betongewicht te besparen. Dit wordt gedaan door (zie tekening PAC-08/09) de delen van de daken van en de scheidingswanden tussen de straalbuizen onder de linkerzijde van de slakkenhuizen ook pas te bouwen als het caisson op de bekkenbodem staat. Dit scheelt:

$$100 \cdot 8 \cdot 3 + 12 \cdot 8 \cdot 6,5 = 3024 \text{ m}^3$$

Het betongewicht komt nu uit op:

$$(240605 - 3024) \cdot 25 = 5940 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Inclusief toegangsschacht komt het betongewicht op:

$$5940 \cdot 10^3 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (30 - 25)^2 \cdot 50 \cdot 25 = 5964,5 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Bepaling y-coördinaat zwaartepunt, zonder schacht

volle wand:

$$\frac{58 \cdot 75 \cdot 29 - \frac{8}{13} \cdot 24,5 \cdot 25 \cdot 43,25}{58 \cdot 75 - \frac{8}{13} \cdot 24,5 \cdot 25} = \frac{109848}{3973} = 27,65 \text{ m}$$

A-A + B-B:

$$\begin{aligned} & 7,5 \cdot 55,5 \cdot 30,25 + 28,5 \cdot 16,75 + 9 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 55 \cdot 2 \cdot 9 + 2 \cdot 5,75 \cdot \\ & (10 + 18 + 24,25 + 30,5) + 12,5 \cdot (40,5 + 48,25) + 2,5 \cdot 75 \cdot (125 + 56,75) \\ & + 32 \cdot 3 \cdot 19 + 2,5 \cdot 35 \cdot 38 + 33 \cdot 39 + 14 \cdot 30 + 12,5 \cdot (30 + 41,5) \\ & \frac{\phantom{7,5 \cdot 55,5 \cdot 30,25 + 28,5 \cdot 16,75 + 9 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 55 \cdot 2 \cdot 9 + 2 \cdot 5,75 \cdot} 35005}{7,5 \cdot 55,5 + 28,5 + 9 \cdot 5,5 + 55 \cdot 2 + 8 \cdot 5,75 + 2 \cdot 12,5} = \frac{35005}{1306} \\ & + 5 \cdot 75 + 32 \cdot 3 + 2,5 \cdot 35 + 33 + 14 + 2 \cdot 12,5 \end{aligned}$$

= 26,81 m

A-A + B-B + wand onder + wand boven + scheiding:

$$\begin{aligned} & 35005 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 3,5 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7 \cdot (6 + 14) + 2 \cdot 5,75 \cdot \\ & (21,25 + 27,5) \cdot 5,5 + 12,5 \cdot (9 \cdot 35,5 + 7 \cdot 44,5 + 6,5 \cdot 52,25) + 12,5 \cdot \\ & (7,5 \cdot 25,75 + 10,5 \cdot 35,75 + 13,5 \cdot 48,75) + 33 \cdot 8,5 \cdot 14,25 \\ & \frac{\phantom{35005 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 3,5 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7 \cdot (6 + 14) + 2 \cdot 5,75 \cdot} 72475}{1306 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 + 3,5 \cdot 5,5 + 4 \cdot 5,75 \cdot 7 + 4 \cdot 5,75 \cdot 5,5} = \frac{72475}{2799} \\ & + 12,5 \cdot 22,5 + 12,5 \cdot 31,5 + 33 \cdot 8,5 \end{aligned}$$

= 25,89 m

A-A + B-B + wand onder + wand boven:

$$\frac{72475 - 33 \cdot 8,5 \cdot 9,25}{2799 - 33 \cdot 8,5} = \frac{69880}{2519}$$

= 27,75 m

A-A + B-B + wand onder:

$$\begin{aligned} & 35005 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 3,5 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7 \cdot (6 + 14) \\ & + 2 \cdot 5,75 \cdot (21,25 + 27,5) \cdot 5,5 \\ & \frac{\phantom{35005 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 3,5 \cdot 5,5 \cdot 5,25 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7 \cdot (6 + 14)} 41012}{1306 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 + 3,5 \cdot 5,5 + 4 \cdot 5,75 \cdot 7 + 4 \cdot 5,75 \cdot 5,5} = \frac{41012}{1844} \end{aligned}$$

= 22,25 m

Dit levert een gewogen gemiddelde op van:

$$\frac{13 \cdot 27,65 + 100 \cdot 26,81 + 12 \cdot 25,89 + 5 \cdot 27,75 + 5 \cdot 22,25}{135} = 26,68 \text{ m}$$

Dit is de y-coördinaat van het zwaartepunt van het turbinecaisson, zonder schacht. Dit getal voldoet aan de eis dat het zwaartepunt niet hoger dan 28,5 meter boven de onderzijde van het caisson mag liggen.

Bepaling x-coördinaat zwaartepunt, zonder schacht

volle wand:

$$\frac{58 \cdot 75 \cdot 37,5 - \frac{8}{13} \cdot 24,5 \cdot 25 \cdot 45}{58 \cdot 75 - \frac{8}{13} \cdot 24,5 \cdot 25} = \frac{146164}{3973}$$

= 36,79 m

A-A + B-B:

$$\frac{2,5 \cdot 55,5 \cdot (1,25 + 58,75 + 73,75) + 28,5 \cdot 66,25 + 5,5 \cdot (10 + 18 + 26) + 2 \cdot 5,5 \cdot (31 + 40 + 49) + 2 \cdot 55 \cdot 30 + 4 \cdot 5,75 \cdot (62,875 + 69,625) + 2 \cdot 12,5 \cdot 66,25 + 5 \cdot 75 \cdot 37,5 + 32 \cdot 3 \cdot 18,5 + 2,5 \cdot 35 \cdot 31,25 + 33 \cdot 15,5 + 14 \cdot 23 + 2 \cdot 12,5 \cdot 8,75}{7,5 \cdot 55,5 + 28,5 + 9 \cdot 5,5 + 2 \cdot 55 + 8 \cdot 5,75 + 2 \cdot 12,5 + 5 \cdot 75 + 32 \cdot 3 + 2,5 \cdot 35 + 33 + 14 + 2 \cdot 12,5} = \frac{49692}{1306}$$

= 38,06 m

A-A + B-B + wand onder + wand boven + scheiding:

$$\frac{49692 + 7 \cdot 5,5 \cdot (6 + 14 + 22 + 33,5 + 42,5 + 51,5) + 3,5 \cdot 5,5 \cdot 28,25 + 2 \cdot 5,75 \cdot 7 \cdot (62,875 + 69,625) + 2 \cdot 5,75 \cdot 5,5 \cdot (62,875 + 69,625) + 12,5 \cdot 22,5 \cdot 66,25 + 12,5 \cdot 31,5 \cdot 8,75 + 33 \cdot 8,5 \cdot 19}{1306 + 6 \cdot 7 \cdot 5,5 + 3,5 \cdot 5,5 + 4 \cdot 7 \cdot 5,75 + 4 \cdot 5,75 \cdot 5,5 + 12,5 \cdot 22,5 + 12,5 \cdot 31,5 + 33 \cdot 8,5} = \frac{103216}{2799}$$

= 36,88 m

A-A + B-B + wand onder + wand boven:

$$\frac{103216 - 33 \cdot 8,5 \cdot 19}{2799 - 33 \cdot 8,5} = \frac{97886}{2519}$$

= 38,87 m

A-A + B-B + wand onder:

$$\frac{97886 - (12,5 \cdot 22,5 \cdot 66,25 + 12,5 \cdot 31,5 \cdot 8,75)}{2519 - (12,5 \cdot 22,5 + 12,5 \cdot 31,5)} = \frac{75808}{1844}$$

= 41,12 m

De x-coördinaat van het zwaartepunt van het turbinecaisson zonder schacht wordt:

$$\frac{13 \cdot 36,79 + 100 \cdot 38,06 + 12 \cdot 36,88 + 5 \cdot 38,87 + 5 \cdot 41,12}{135} = 37,98 \text{ m}$$

Dus: zwaartepunt van turbinecaisson zonder toegangsschacht: (37,98 , 26,68)

Met toegangsschacht ligt het zwaartepunt ergens anders. Het zwaartepunt voor deze situatie wordt hieronder berekend:

massa caisson zonder schacht:  $5940 \times 10^3$  kN

massa schacht:  $270 \times 10^3$  kN

$$\Rightarrow x_{zw} = \frac{5940 \cdot 10^3 \cdot 37,98 + 270 \cdot 10^3 \cdot 45}{5940 \cdot 10^3 + 270 \cdot 10^3} = 38,28 \text{ m}$$

$$\Rightarrow y_{zw} = \frac{5940 \cdot 10^3 \cdot 26,68 + 270 \cdot 10^3 \cdot 83}{5940 \cdot 10^3 + 270 \cdot 10^3} = 29,13 \text{ m}$$

Dus: zwaartepunt van turbinecaisson met toegangsschacht: (38,28 , 29,13)

In de situatie met schacht ligt B op:

$$\frac{135 \cdot 75 \cdot 58 \cdot 29 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot 50 \cdot 83}{135 \cdot 75 \cdot 58 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot 50} = \frac{19,96 \cdot 10^6}{622,6 \cdot 10^3} = 32,06 \text{ m}$$

Controle eis:  $G \leq B - 0,5 \Rightarrow 29,13 \leq 32,06 - 0,5$  voldoet

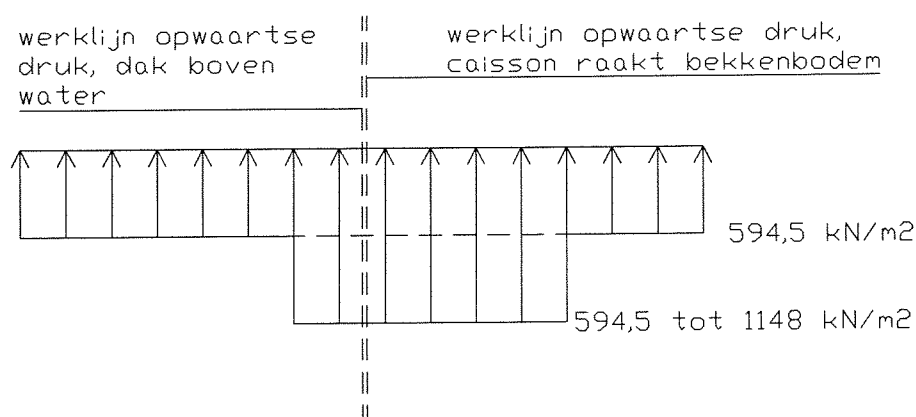
### Conclusie:

Er is geen ballast nodig om de ligging van het zwaartepunt voldoende laag te krijgen. Er is echter wel ballast nodig om de x-coördinaat van het zwaartepunt zodanig aan te passen dat de werklijn van de zwaartekracht samenvalt met die van de opwaartse druk. Dit komt hierna aan de orde.

### Verschuiving werklijn opwaartse druk

Zolang het dak van het turbinecaisson nog boven water is, ligt de werklijn van de opwaartse druk eenvoudig op  $x = 37,50$  meter, dus in de hartlijn van de dwarsdoorsnede. Doordat de toegangsschacht excentrisch is geplaatst, zal de werklijn van de opwaartse druk verschuiven. Dit omdat de opwaartse kracht onder de schacht toeneemt, terwijl deze buiten de schacht niet meer toeneemt nadat het dak is ondergedompeld (zie figuur 4). De werklijn verschuift naar:

$$x_{\max} = \frac{135 \cdot 75 \cdot 594,5 \cdot 37,5 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot (1148 - 594,5) \cdot 45}{135 \cdot 75 \cdot 594,5 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot (1148 - 594,5)} = \frac{243,3 \cdot 10^6}{6,41 \cdot 10^6} = 37,96 \text{ m}$$



figuur 4: schematische weergave opwaartse druk.

### Verschuiving x-coördinaat zwaartepunt caisson

Uit het voorgaande volgen 2 situaties:

- 1) zwaartepunt betonddoorsnede (37,98 , 26,68) / werklijn opwaartse druk op 37,50 m;
- 2) zwaartepunt betonddoorsnede (38,28 , 29,13) / werklijn opwaartse druk op 37,96 m.

Deze situaties zijn de twee uitersten. Gedurende het afzinkproces schuiven het zwaartepunt en de werklijn langzaam op.

Er is, om de drijvende caissons stabiel te maken, al 7000 kN aan ballast toegevoegd in het dok (zie voorgaande berekeningen). De invloed van deze ballast is verwerkt in de volgende berekeningen, die zijn gemaakt om de werklijn van de zwaartekracht naar de gewenste x-coördinaat te verschuiven.

ad 1)

Om de x-coördinaat van het zwaartepunt van 37,98 naar 37,50 m te verplaatsen, wordt bepaald hoeveel ballast er moet worden aangebracht en waar. Het spreekt voor zich dat de ballast nu links moet worden aangebracht (tekening PAC-09). Alle ballast die al rechts was aangebracht wordt verwijderd; geprobeerd wordt of met waterballast in de vier linkse rijen ballastcompartimenten (zie tekening PAC-09) kan worden gewerkt. De linkse drie rijen worden geheel gevuld verondersteld, de vierde rij van links wordt gedeeltelijk gevuld. Dit levert de volgende vergelijking op (zie volgende pagina):

$$\begin{aligned}\sum M_{x=37,50} &= 0 \Rightarrow \\ 5940 \cdot 10^3 \cdot (37,98 - 37,50) - 100 \cdot 10,25 \cdot 5,5 \cdot 7 \cdot (31,5 + 23,5 + 15,5) \\ &= 100 \cdot 10,25 \cdot h \cdot 3,5 \cdot 9,25\end{aligned}$$

In deze vergelijking is voor het volumieke gewicht van water  $10,25 \text{ kN/m}^3$  genomen,  $h$  stelt de vulhoogte in de vierde rij ballastcompartimenten voor. Uitwerken levert op:

$$h = \frac{69094}{33184} = 2,08 \text{ m}$$

Om in deze fase voldoende stabiliteit te garanderen is er dus een hoeveelheid ballast nodig ter grootte van:

$$100 \cdot 10,25 \cdot (3 \cdot 7 \cdot 5,5 + 3,5 \cdot 2,08) = 125,8 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

ad 2)

De x-coördinaat van het zwaartepunt moet van 38,28 naar 37,96 m worden verplaatst. Eerst moet worden gecontroleerd of met de al aanwezige ballast deze verplaatsing al niet tot stand is gebracht:

$$\sum M_{x=37,96} = \left[ \begin{array}{l} 5964,5 \cdot 10^3 \cdot (38,28 - 37,96) \\ -100 \cdot 10,25 \cdot \left( \begin{array}{l} 5,5 \cdot 7 \cdot (31,96 + 23,96 + 15,96) \\ + 2,08 \cdot 3,5 \cdot 9,71 \end{array} \right) \end{array} \right] = -1000,4 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

Er kan dus ballast worden uitgedompd! Uit de onderstaande berekening blijkt dat volstaan kan worden met een geheel gevulde rij compartimenten (de meest linkse rij op tekening PAC-09) en een gedeeltelijk gevulde rij ernaast (de tweede rij van links):

$$\begin{aligned}\sum M_{37,96} &= 0 \Rightarrow \\ 5964,5 \cdot 10^3 \cdot (38,28 - 37,96) - 100 \cdot 10,25 \cdot 7 \cdot (5,5 \cdot 31,96 + h \cdot 23,96) &= 0 \Rightarrow \\ h = \frac{647418,5}{171913} &= 3,77 \text{ m}\end{aligned}$$

Er is dus in deze situatie nog maar  $100 \cdot 10,25 \cdot 7 \cdot (5,5 + 4,22) = 69,7 \cdot 10^3 \text{ kN}$  aan ballast nodig voor voldoende stabiliteit. Dit houdt in dat er  $59,3 \cdot 10^3 \text{ kN}$  aan ballastwater uitgedompd kan worden.

### *Bepaling te installeren hefvermogen tijdens afzinkfase*

De caissons 'af dok' drijven zelf en zijn stabiel. Als er verder wordt gebouwd, wordt het noodzakelijk drijvende bokken of soortgelijke installaties te installeren om de caissons gecontroleerd af te kunnen zinken.

Maatgevend voor het te installeren vermogen is het verschil tussen het totale caissongewicht (dus caisson inclusief ballast) en de opdrijvende kracht. Ook nu worden twee situaties bekeken:

- 1) de start van het afzinken, het dak wordt ondergedompeld;
- 2) de eindfase van het afzinken, de onderzijde van het caissons komt op de bekkenbodem.

ad 1)

Betongewicht:	$5940 \times 10^3 \text{ kN}$
Ballast:	$\underline{126 \times 10^3 \text{ kN}} +$
totaal:	$6066 \times 10^3 \text{ kN}$
Opdrijvend vermogen:	$\underline{6019 \times 10^3 \text{ kN}} -$
totaal:	$47 \times 10^3 \text{ kN}$

ad 2)

Betongewicht:	$5964,5 \times 10^3 \text{ kN}$
Ballast:	$\underline{70 \times 10^3 \text{ kN}} +$
totaal:	$6034,5 \times 10^3 \text{ kN}$
Opdrijvend vermogen:	$\underline{6382 \times 10^3 \text{ kN}} -$
totaal:	$-347,5 \times 10^3 \text{ kN}$

Aan het begin van het afzinken is dus circa 5000 ton hefvermogen nodig, maar gaandeweg moet er zelfs ballast worden toegevoegd om het turbinecaisson naar de bekkenbodem te krijgen! Deze situatie is erg gunstig. Er kan worden volstaan met enkele normale drijvende bokken, en met ballast kan het afzinken uitstekend worden gecontroleerd.

### *Conclusie*

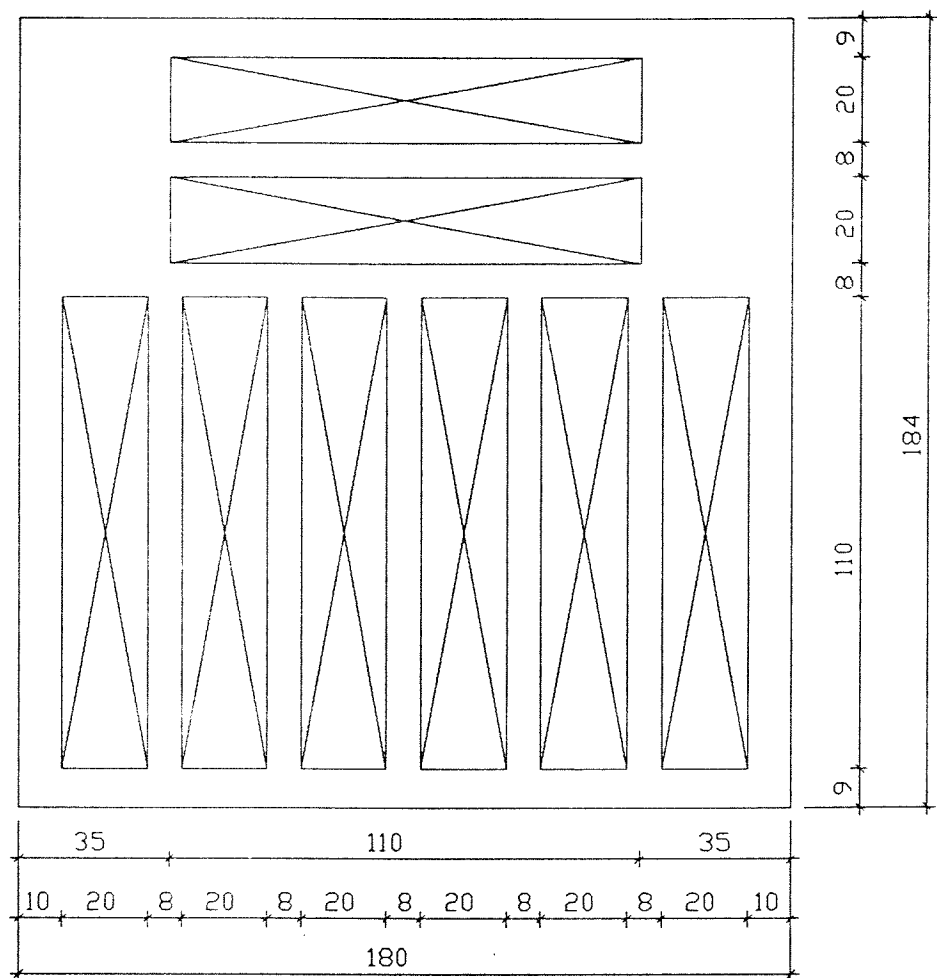
Het afzinkproces kan goed worden gecontroleerd en met slechts weinig hefcapaciteit worden uitgevoerd (5000 ton). Door te werken met verpompbare ballast (zeewater) kan de ballastsituatie continu worden aangepast aan de omstandigheden. De te verpompen hoeveelheden blijven beperkt tot hooguit enkele tienduizenden kubieke meters water. Deze ballast kan zonder problemen worden ondergebracht in de de ballastcompartimenten.

Opmerking: in de berekeningen is geen rekening gehouden met het gewicht van materieel en dergelijke, in en op de turbinecaissons. Deze gewichten kunnen echter wel degelijk van invloed zijn!

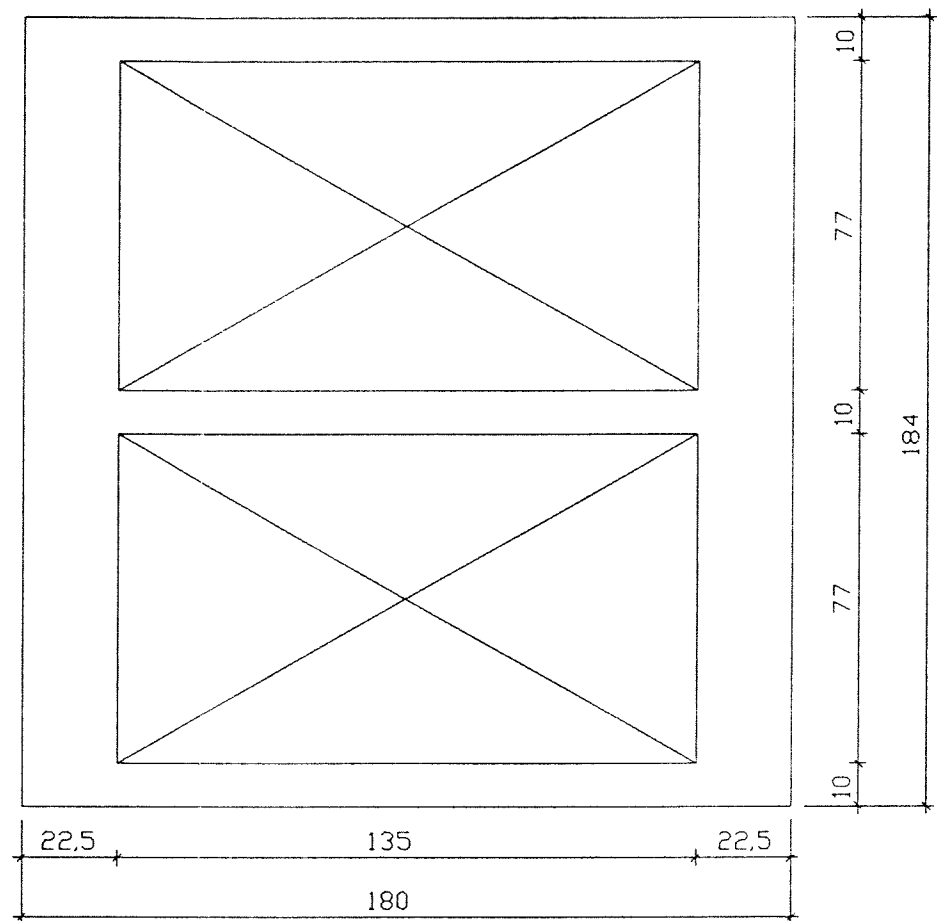
# BIJLAGE 19

Indeling bouwdok





Drukleidingcaissons



Turbinebehuizingen

PAC - Laag Reservoirpeil

Indeling bouwdok

naam: M. Rijkers

datum: 20-04-1997

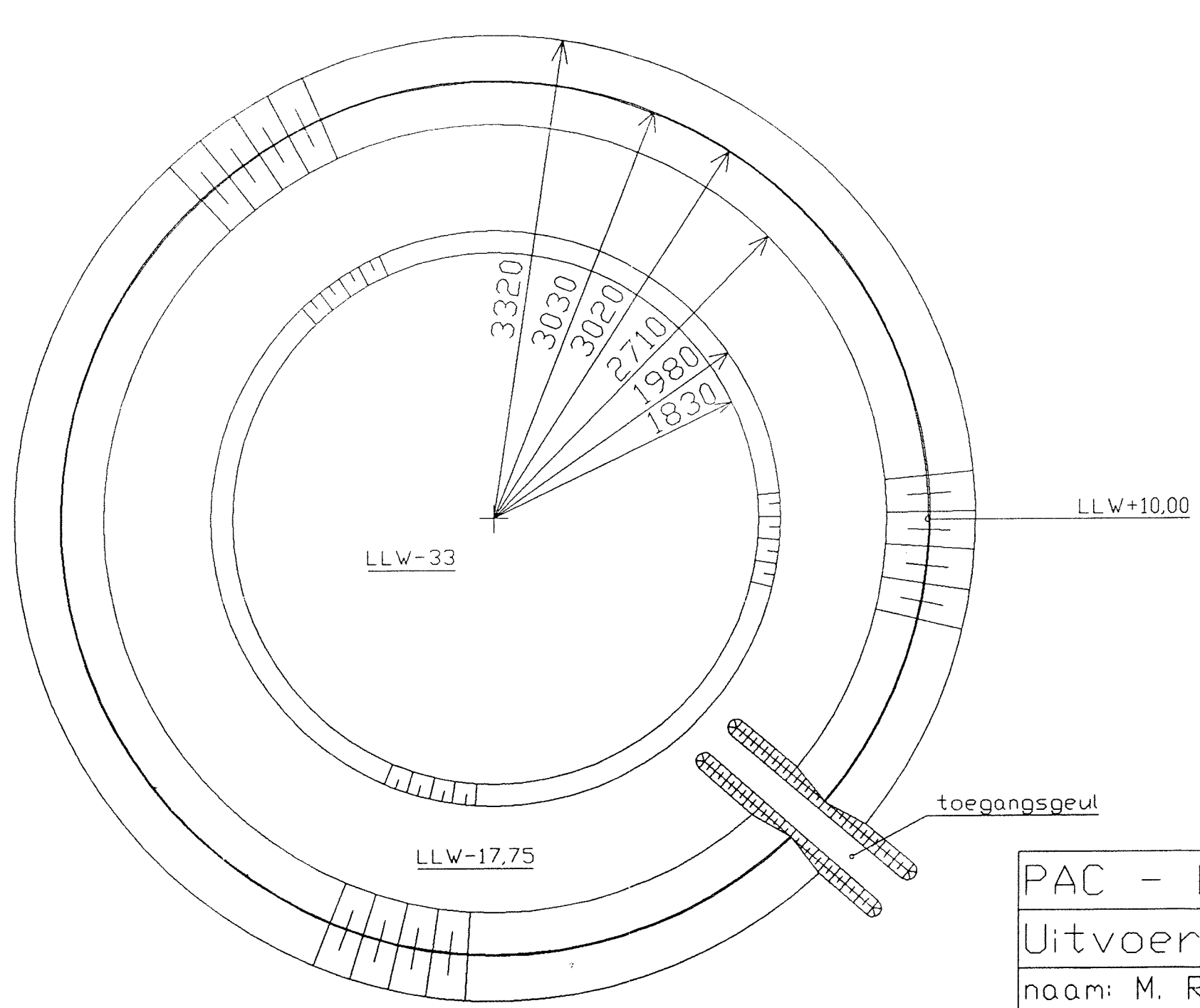
schaal: 0 20 40 60 80 100 meter

maten in meters

nummer: PAC-07

# BIJLAGE 20

Uitvoering in beeld



LLW-17,75

LLW-33

LLW-17,75

LLW+10,00

toegangseul

Werkhaven niet getekend

PAC - Laag Reservoirpeil

Uitvoering, seizoen 1

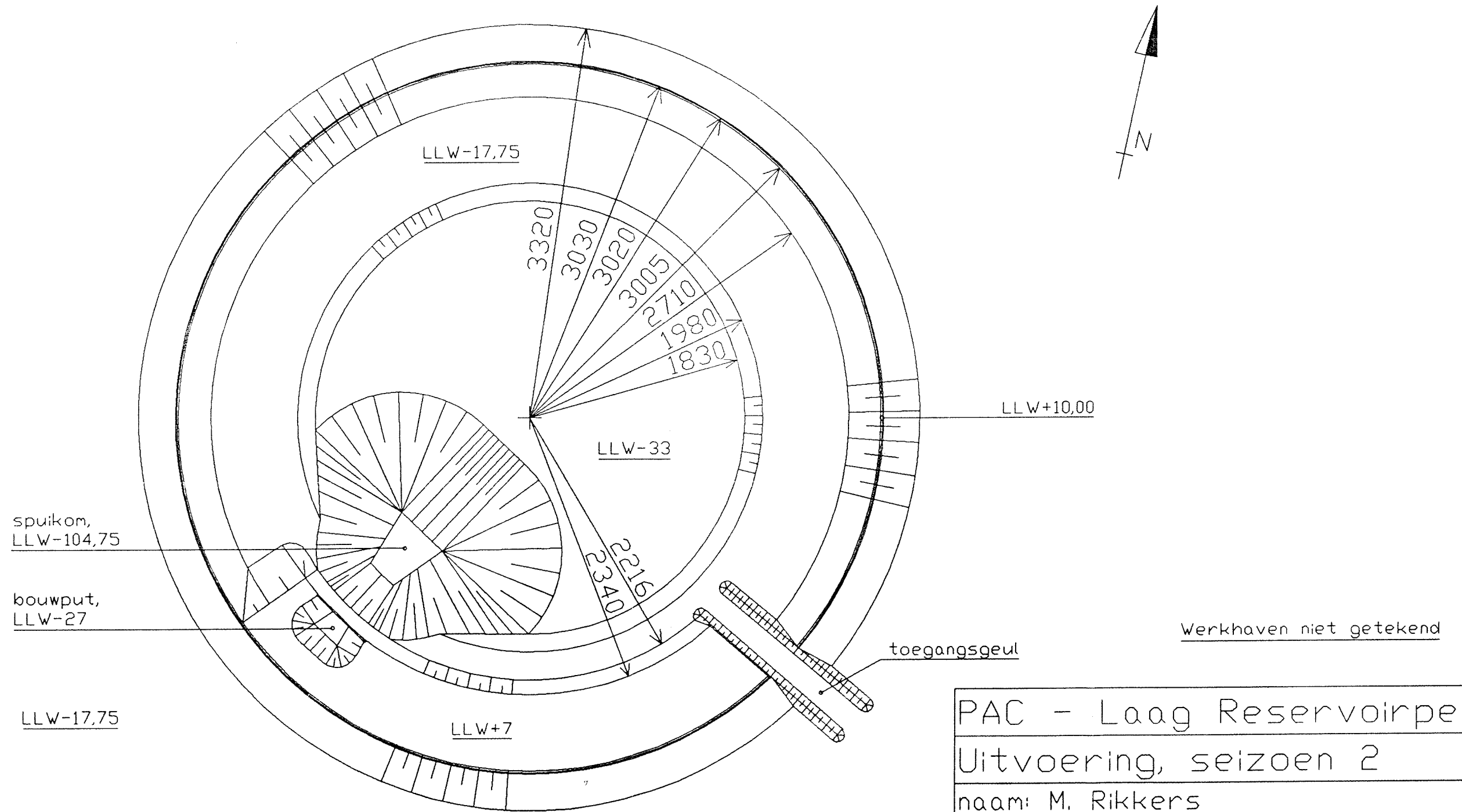
naam: M. Rijkers

datum: 05-05-1997

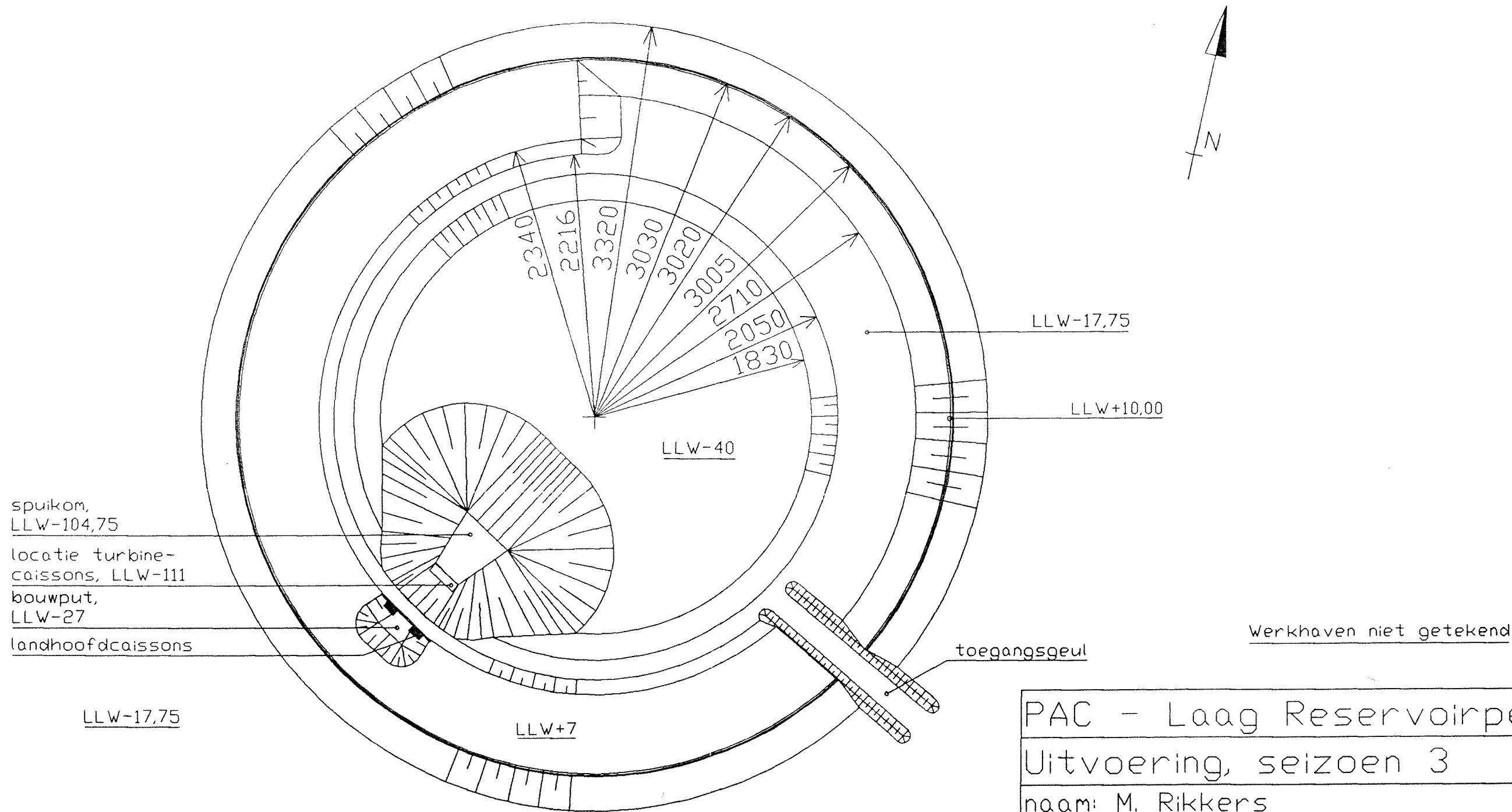
schaal: 0 400 800 1200 1600 2000 meter

maten in meters

nummer: PAC-20



PAC - Laag Reservoirpeil
Uitvoering, seizoen 2
naam: M. Rijkers
datum: 05-05-1997
schaal:  0 400 800 1200 1600 2000 meter
maten in meters
nummer: PAC-21



spuikom,  
LLW-104,75  
locatie turbine-  
caissons, LLW-111  
bouwput,  
LLW-27  
landhoofdcaissons

LLW-17,75

LLW+7

LLW-40

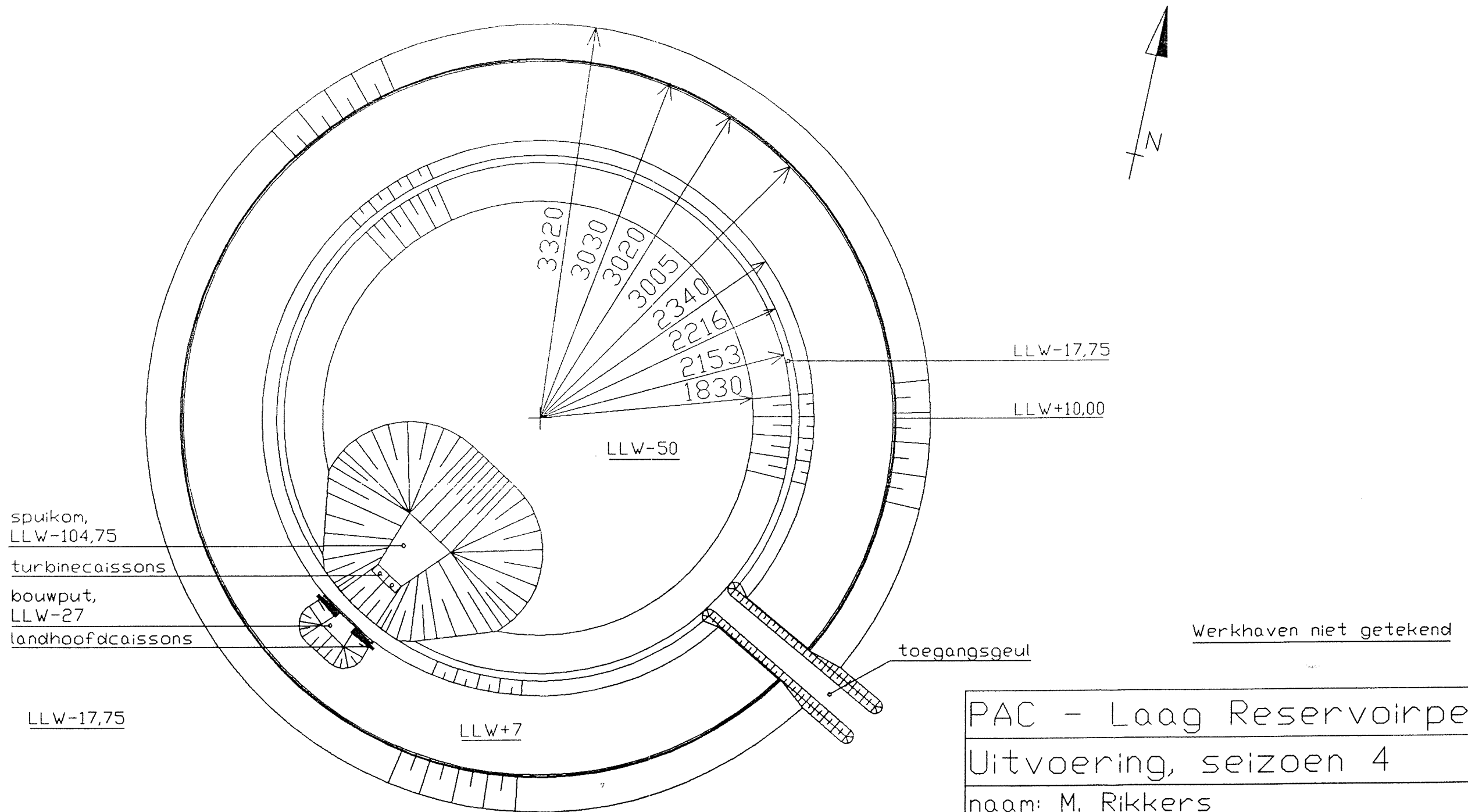
LLW-17,75

LLW+10,00

toegangsgoel

Werkhaven niet getekend

PAC - Laag Reservoirpeil
Uitvoering, seizoen 3
naam: M. Rikers
datum: 05-05-1997
schaal:  0 400 800 1200 1600 2000 meter
maten in meters
nummer: PAC-22



spuikom,  
LLW-104,75

turbinecaissons

bouwput,  
LLW-27

landhoofdcaissons

LLW-17,75

LLW+7

LLW-50

LLW-17,75

LLW+10,00

toegangsgemaal

Werkhaven niet getekend

PAC - Laag Reservoirpeil

Uitvoering, seizoen 4

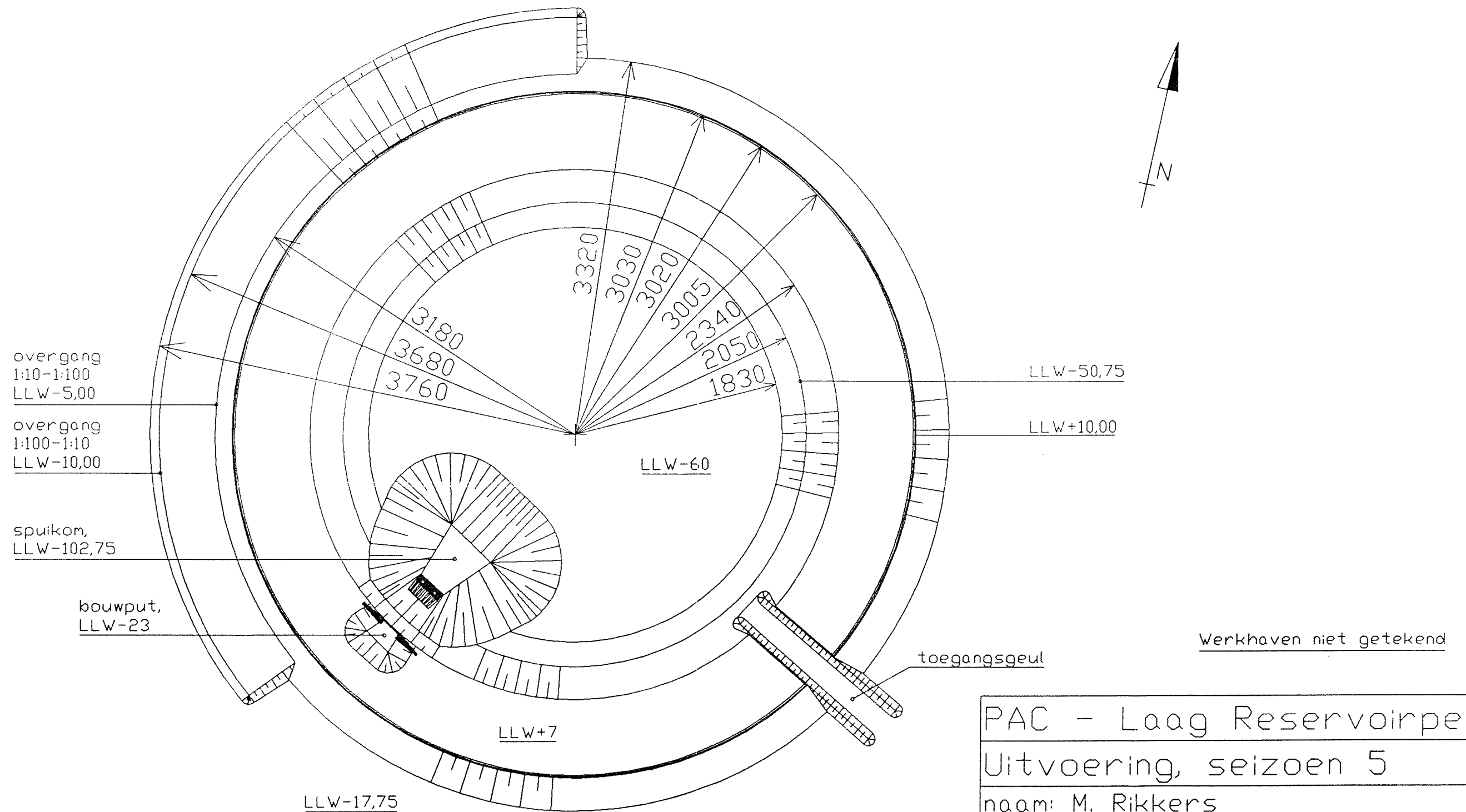
naam: M. Rijkers

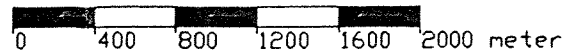
datum: 05-05-1997

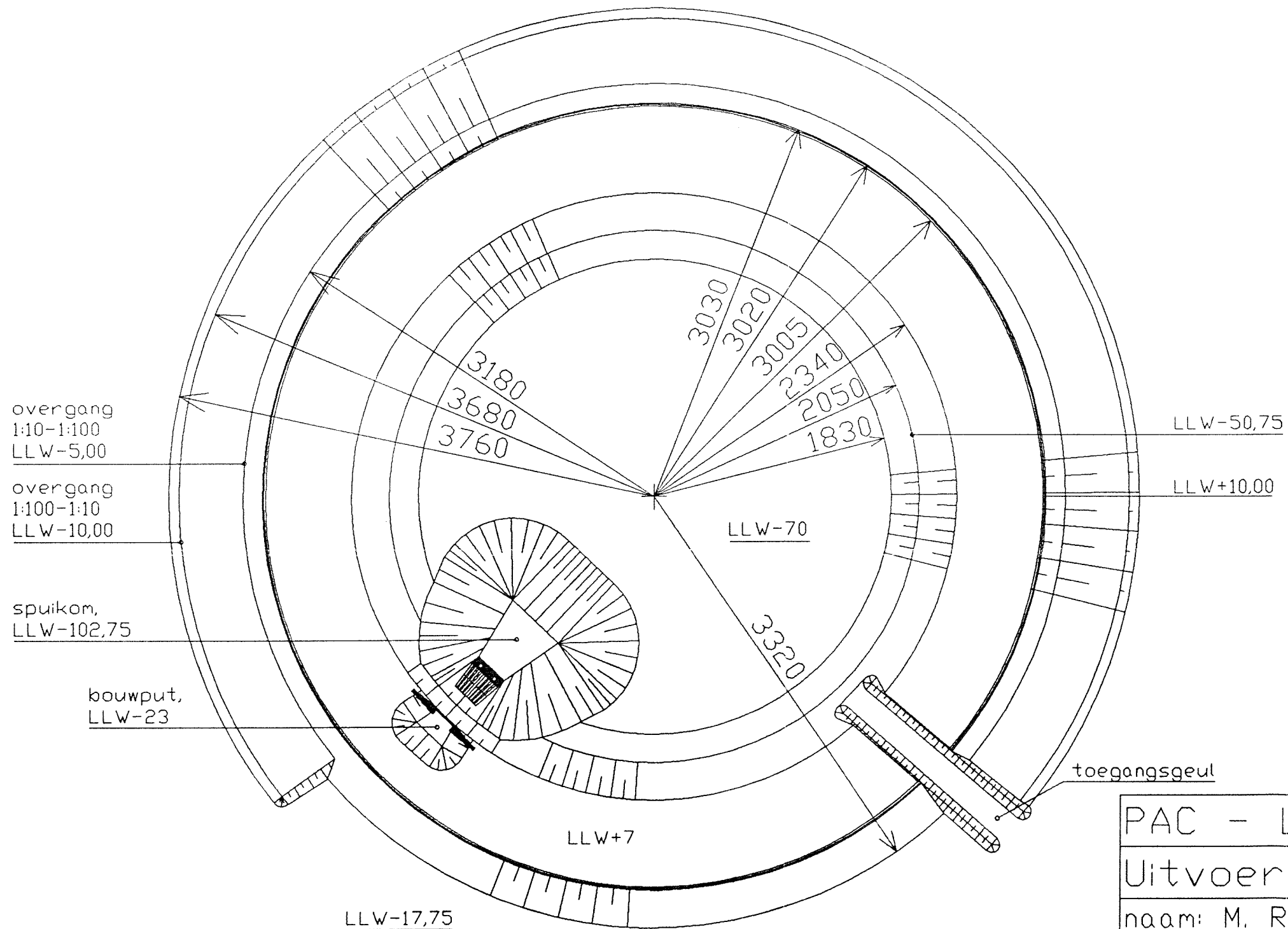
schaal: 0 400 800 1200 1600 2000 meter

maten in meters

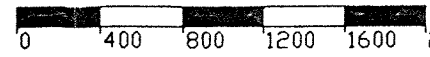
nummer: PAC-23



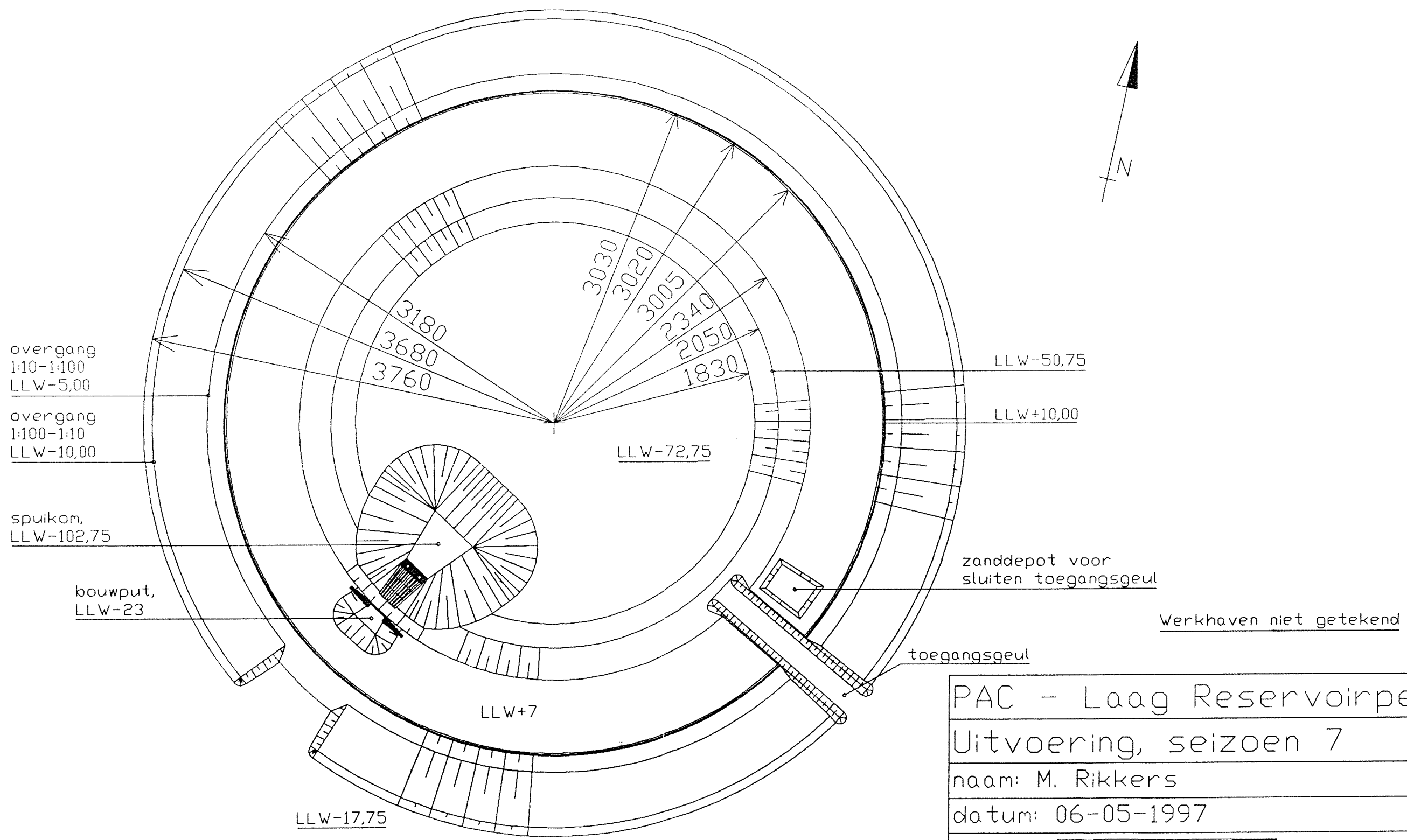
PAC - Laag Reservoirpeil
Uitvoering, seizoen 5
naam: M. Rijkers
datum: 06-05-1997
schaal:  0 400 800 1200 1600 2000 meter
maten in meters
nummer: PAC-24



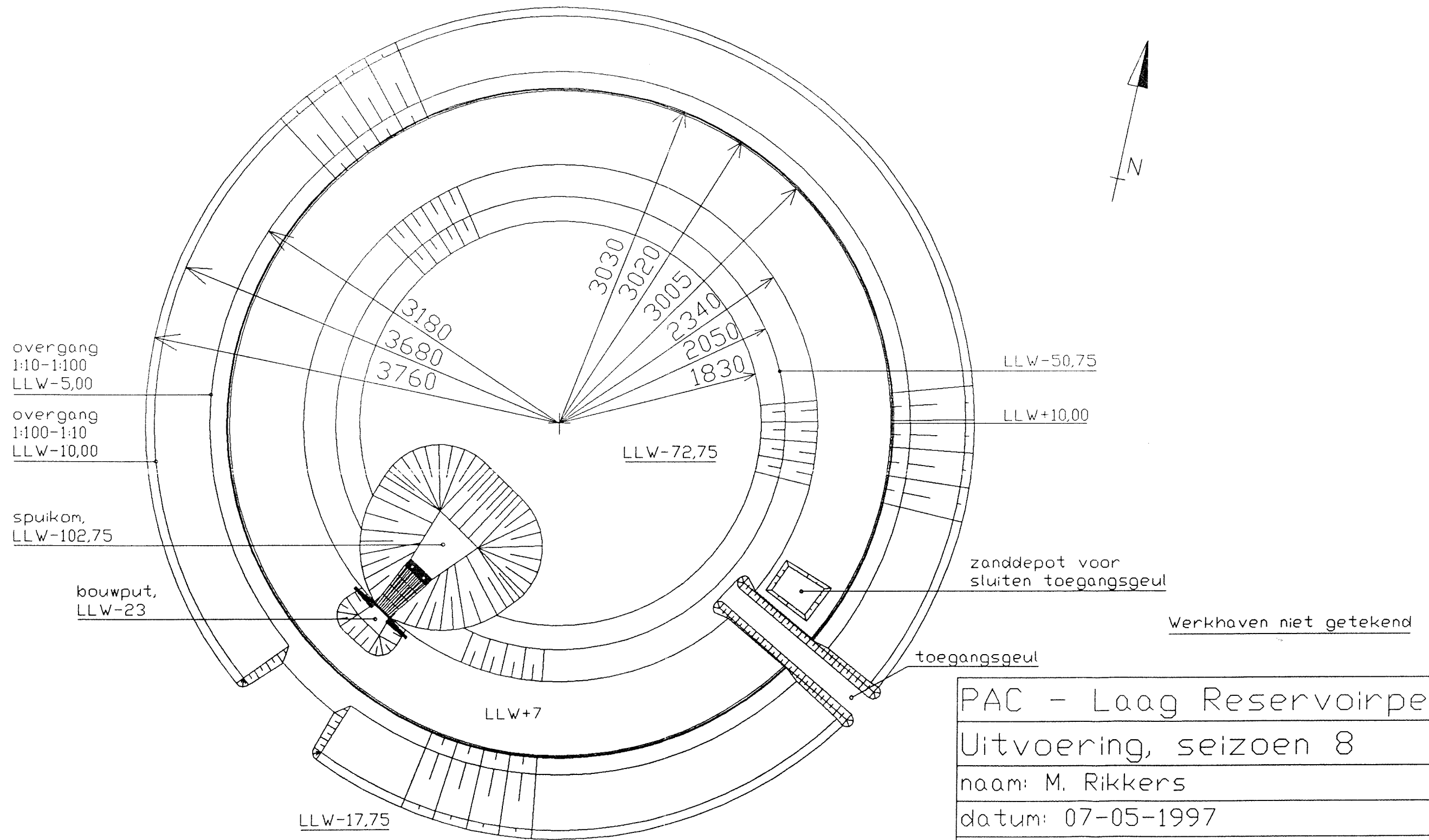
Werkhaven niet getekend

PAC - Laag Reservoirpeil
Uitvoering, seizoen 6
naam: M. Rijkers
datum: 06-05-1997
schaal:  0 400 800 1200 1600 2000 meter
maten in meters
nummer: PAC-25





PAC - Laag Reservoirpeil
Uitvoering, seizoen 7
naam: M. Rijkers
datum: 06-05-1997
schaal:  0 400 800 1200 1600 2000 meter
maten in meters
nummer: PAC-26



overgang  
1:10-1:100  
LLW-5,00

overgang  
1:100-1:10  
LLW-10,00

spuikom,  
LLW-102,75

bouwput,  
LLW-23

LLW-50,75

LLW+10,00

zanddepot voor  
sluiten toegangseuil

Werkhaven niet getekend

toegangseuil

PAC - Laag Reservoirpeil

Uitvoering, seizoen 8

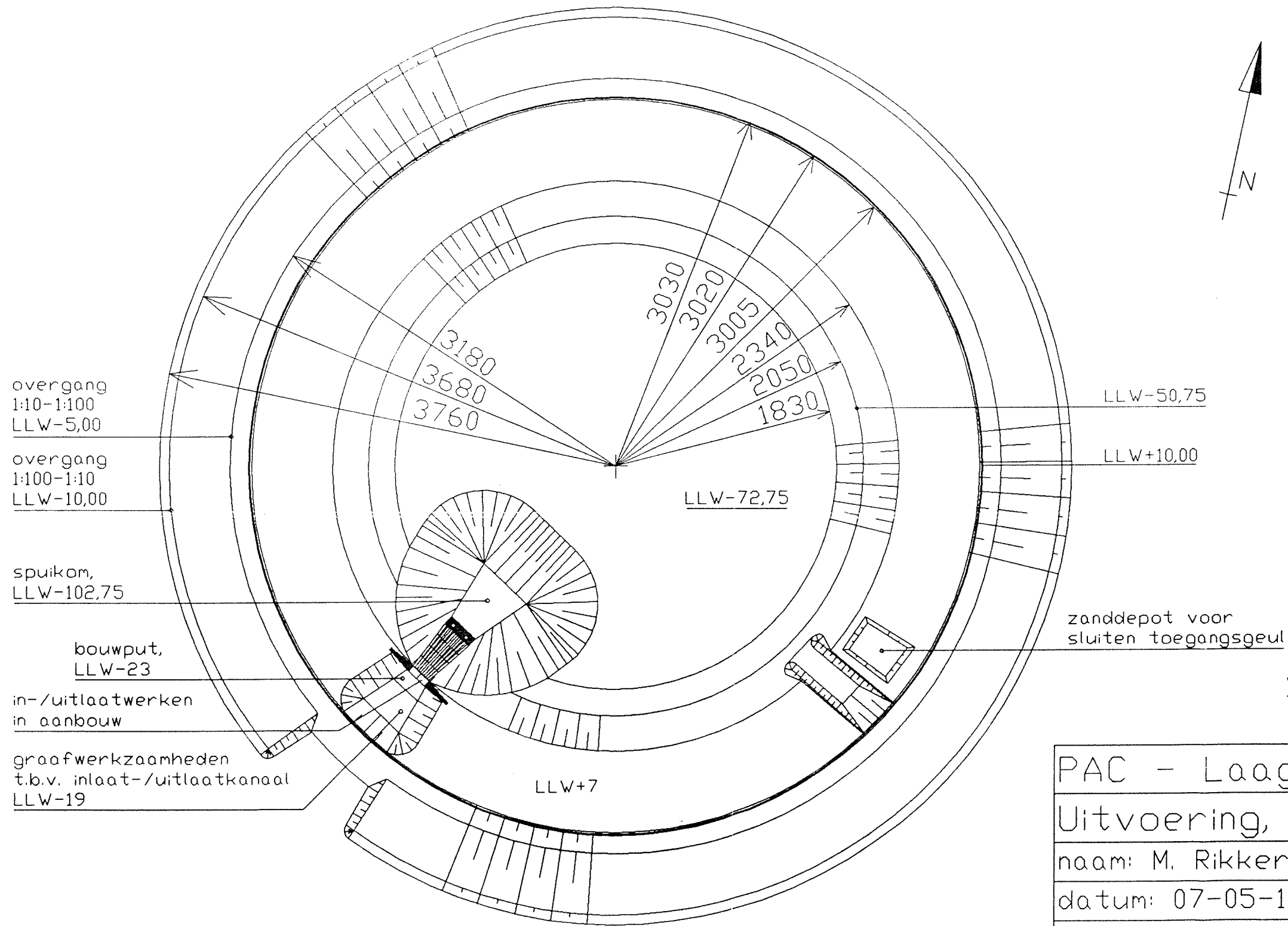
naam: M. Rijkers

datum: 07-05-1997

schaal: 0 400 800 1200 1600 2000 meter

maten in meters

nummer: PAC-27



overgang  
1:10-1:100  
LLW-5,00

overgang  
1:100-1:10  
LLW-10,00

spuikom,  
LLW-102,75

bouwput,  
LLW-23

in-/uitlaatwerken  
in aanbouw

graafwerkzaamheden  
t.b.v. inlaat-/uitlaatkanaal  
LLW-19

LLW-50,75

LLW+10,00

zanddepot voor  
sluiten toegangseul

Werkhaven niet getekend

LLW-17,75

PAC - Laag Reservoirpeil

Uitvoering, seizoen 9

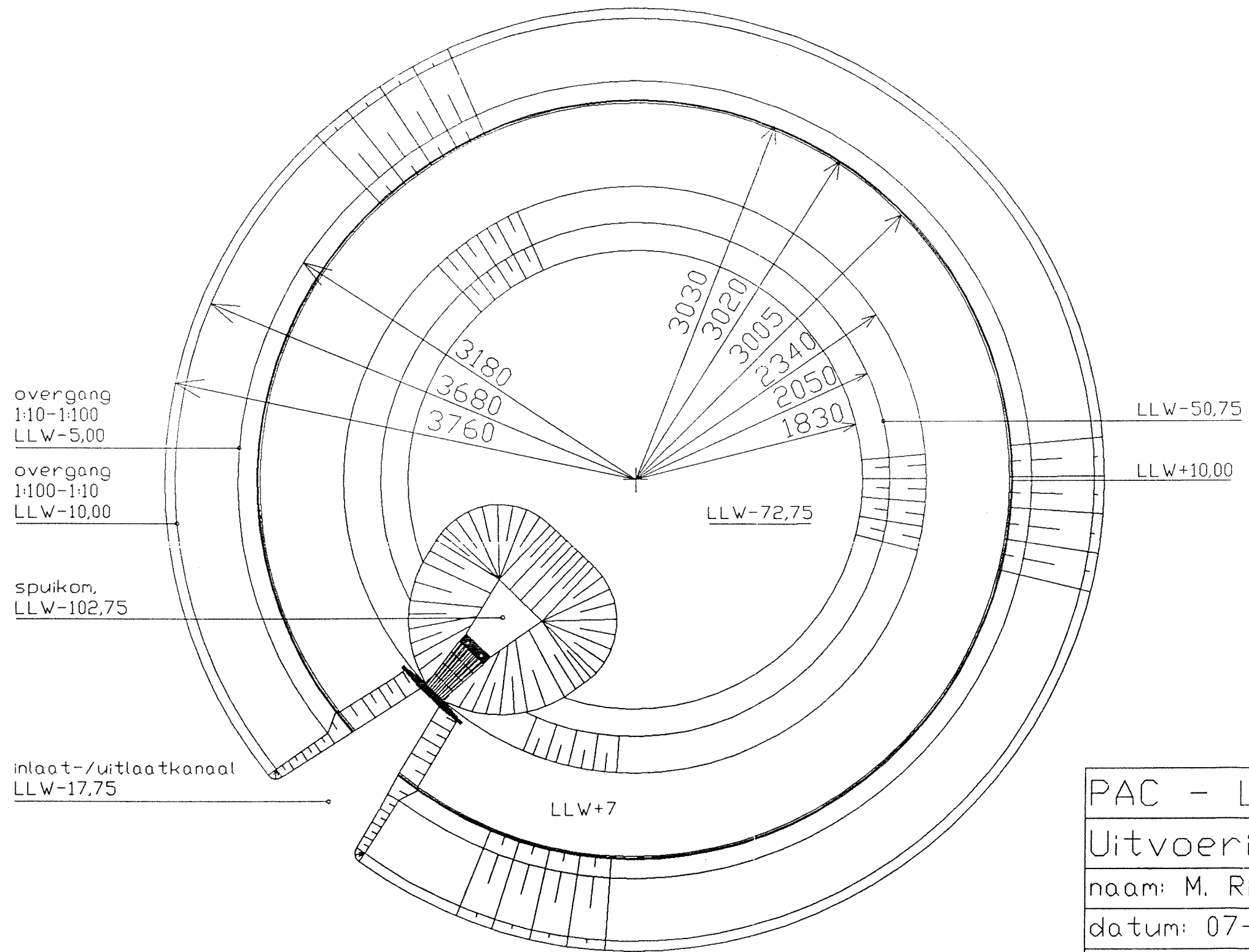
naam: M. Rijkers

datum: 07-05-1997

schaal: 0 400 800 1200 1600 2000 meter

maten in meters

nummer: PAC-28



Werkhaven niet getekend

PAC - Laag Reservoirpeil
Uitvoering, seizoen 10
naam: M. Rijkers
datum: 07-05-1997
schaal:  0 400 800 1200 1600 2000 meter
maten in meters
nummer: PAC-29

# BIJLAGE 21

Stenen stort-/spuitkades  
versus  
Geotextielworsten

# STENEN STORT-/SPUITKADES VS. GEOTEXTIELWORSTEN

## Inleiding

Er zijn verschillende mogelijkheden om de voor de bouw van de ringdijk benodigde stort-/spuitkades te maken. De traditionele manier is het storten van steenachtige materialen, zodat een dijkje ontstaat, waardoor water kan afvloeien, maar gestort/gepoten zand wordt tegengehouden. Deze techniek wordt al jaren gebruikt en voldoet goed. Het belangrijkste nadeel is het kostenaspect: steenachtige materialen zijn duur, zeker als er ook nog eens voldaan moet worden aan filterregels, om niet teveel zand te verliezen.

Een andere wijze, waarmee tot nu toe enkele malen is geëxperimenteerd, werkt met 'worsten' van geotextiel, gevuld met baggerspecie. Van het geotextiel wordt eerst een slurf gemaakt (te vergelijken met spiraalgewijs gelaste buizen), waarna deze wordt gevuld met baggerspecie. De overmaat aan water vloeit af, en een redelijk vormvaste 'worst' blijft over. Deze geotextielworst kan worden gebruikt als stort-/spuitkade. Deze techniek kent ook enkele belangrijke nadelen: met deze techniek is nog maar weinig ervaring opgedaan, over het gedrag bij stromingen en golfbelasting is weinig bekend. Over het gedrag onder verval is wel iets bekend: er ontstaan, zelfs bij gering verval, al problemen met de plaatsvastheid van de worsten: ze rollen weg.

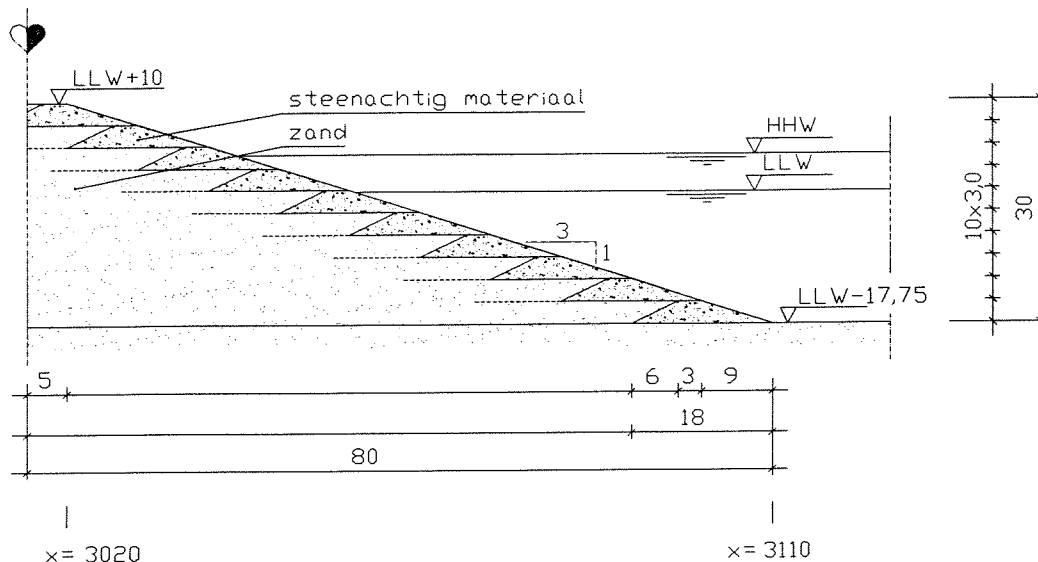
Dit betekent dat er aan de benedenstroomse kant ballast moet worden gelegd. Deze ballast moet zelf weer vorm- en plaatsvast zijn, om de worst op zijn plek te kunnen houden onder verval én om zelf te blijven liggen, zowel niet als wel onder verval. De meest voor de hand liggende oplossing is een bestorting van steenachtige materialen.

Toch kan er ten opzichte van de traditionele methode winst worden geboekt: de eisen die aan de ballast moeten worden gesteld zijn niet zo zwaar (de steen hoeft alleen maar te blijven liggen, de doorlatendheid van het ballastlichaam is veel minder belangrijk), dus zal de steen een lagere eenheidsprijs hebben. Bovendien kan er in sommige gevallen wellicht met minder steen worden volstaan.

In het navolgende worden enkele globale berekeningen gemaakt om de benodigde hoeveelheden materiaal te bepalen. Deze berekeningen zijn belangrijk, omdat in het korte, eerste bouwseizoen van de PAC met laag reservoirpeil een eerste, smalle dijk moet worden gebouwd, om de volgende jaren in een beschutte omgeving te kunnen werken. Eerst wordt een schatting gemaakt voor de benodigde hoeveelheid steen voor geheel stenen kades, daarna wordt bepaald hoeveel materiaal er nodig is voor kades met geotextielworsten. In beide gevallen wordt er van uitgegaan dat er zand wordt gestort/gespoten in lagen van drie hoogtemeters.

## Stenen kades

Voor de bepaling van de benodigde hoeveelheid steen (er kan gebruik worden gemaakt van bijvoorbeeld quarry-run (puin uit steengroeves), grind, stortsteen, betonpuingranulaat of mijnsteen) voor de stortkades wordt uitgegaan van een doorsnede van een kade, zoals beschreven in figuur 1. De oppervlakte van de doorsnede bedraagt  $31,5 \text{ m}^2$ .



figuur 1: doorsnede eerste dijkkring, stenen kades.

De totale lengte van de kades volgt uit het gegeven dat er per te realiseren 3 hoogtemeters drie kades nodig zijn: twee voor het bouwen van de eerste dijkkring, en dan nog een voor het binnentalud van de dijk. Bovendien moet er als zeewering nog een laag materiaal van 3 meter dikte worden opgebracht, dus daar zijn nog eens twee kades voor nodig. Er zijn in totaal 29 kades nodig (van kruinniveau tot de zeebodem komt neer op ongeveer 25 meter. Plus nog wat zetting zijn dan 9 lagen van drie meter nodig. Plus de extra hoogte voor de zeedijk komt het totaal op 29 kades). De gemiddelde lengte van de kades is ruwweg 18 km. Dit brengt het totale volume van de kades op ongeveer:

$$29 \cdot 18000 \cdot 31,5 \cong 16,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Met een porositeit van 40% en een volumiek gewicht van  $2600 \text{ kg/m}^3$  houdt een massa steen in ter grootte van:

$$(1-0,4) \cdot 2600 \cdot 16,4 \cdot 10^6 \cong 25,6 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

Van dit volume moet in het eerste bouwseizoen 20/29-ste deel worden aangebracht, dus ongeveer 17,7 miljoen ton. Verder moet de ruimte tussen de kades worden gevuld met zand. Deze hoeveelheid volgt weer uit de doorsnede, getekend in figuur 1. De lengte van deze dijkkring is (hart kruin) ongeveer 19000 m. dit resulteert in de volgende volumina:

$$V_1 = \pi \cdot \left( 3010^2 \cdot 30 - \frac{9}{3} \cdot 30^3 - \frac{17520}{2} \cdot 30^2 - 2920^2 \cdot 30 \right) = 25,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_2 = \pi \cdot (3020^2 - 3010^2) \cdot 30 = 5,7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

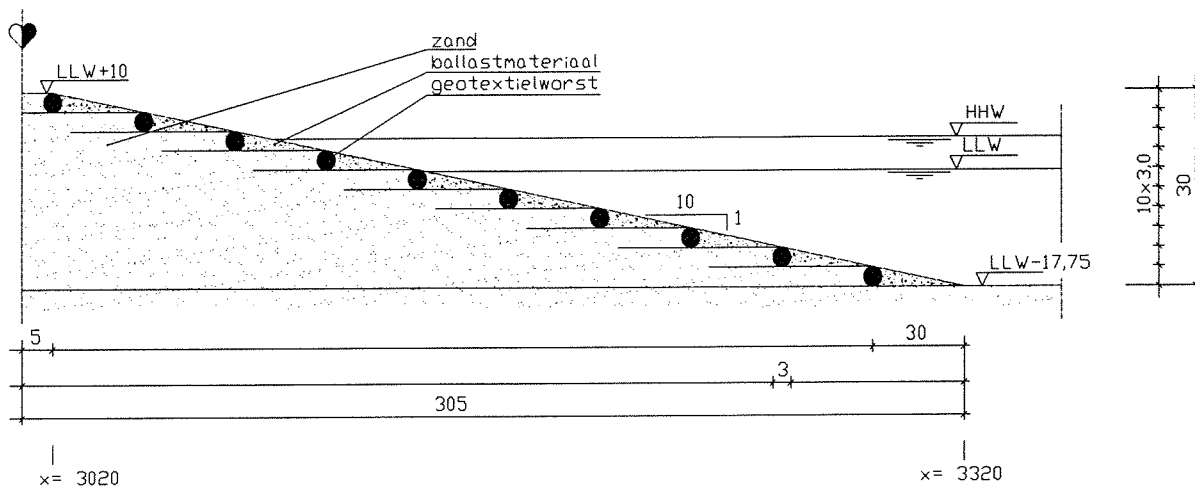
$$V_3 = \pi \cdot \left( 3110^2 \cdot 30 + \frac{9}{3} \cdot 30^3 - \frac{18120}{2} \cdot 30^2 - 3020^2 \cdot 30 \right) = 26,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totaal}} = 57,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Hierin stellen de delen  $V_1$ ,  $V_2$  en  $V_3$  verschillende delen van de dijkdoorsnede voor. De formules geven de uitgewerkte integralen van de omwentelingslichamen van de verschillende dijkdelen weer. Het volume zand, dat gelijk is aan het totale volume, verminderd met de te storten hoeveelheid steenachtig materiaal, komt uit op 41,2 miljoen  $m^3$  zand.

## Geotextielworsten

Voor de berekeningen met geotextielworsten is een doorsnede, als getekend in figuur 2 aangehouden.



figuur 2: doorsnede eerste dijkkring, geotextielworsten.

Het totale volume van deze dijk komt uit op:

$$V_1 = \pi \cdot \left( 3010^2 \cdot 30 - \frac{100}{3} \cdot 30^3 - \frac{54200}{2} \cdot 30^2 - 2710^2 \cdot 30 \right) = 82,3 \cdot 10^6 m^3$$

$$V_2 = \pi \cdot (3020^2 - 3010^2) \cdot 30 = 5,7 \cdot 10^6 m^3$$

$$V_3 = \pi \cdot \left( 3320^2 \cdot 30 + \frac{100}{3} \cdot 30^3 - \frac{66400}{2} \cdot 30^2 - 3020^2 \cdot 30 \right) = 88,2 \cdot 10^6 m^3$$

$$V_{\text{totaal}} = 176,2 \cdot 10^6 m^3$$

Dit volume bestaat niet geheel uit zand. Per laag is ruwweg  $23 m^3/m^1$  ( $2 \times 0,5 \times 3 \times 10 - 2 \times 0,5 \times 0,25 \times \pi \times 3^2$ , dit is de oppervlakte van 2 driehoeken minus de oppervlakte van 2 halve cirkels) van de doorsnede geen zand. Een deel van deze  $23 m^3/m^1$  is nodig voor ballast. Hoeveel precies is niet onderzocht. De benodigde hoeveelheid ballast hangt af van de interne stabiliteit van de ballast en de hoeveelheid druk die moet worden gekeerd. Maximaal is deze hele doorsnede van  $23 m^3/m^1$  nodig. Er is dan ongeveer 12 miljoen kubieke meter steen nodig voor alle kades (komt overeen met 18,7 miljoen ton steen), waarvan 12,9 miljoen in het eerste seizoen moet worden aangebracht. Er is in het eerste seizoen dus is een hoeveelheid van 163,3 miljoen kubieke meter zand nodig. Verder is er, om 29 worsten van gemiddeld 18 km te maken met een doorsnede van 3 meter, een oppervlakte geotextiel nodig van circa 492 hectare (ongeveer 340 ha. in het eerste seizoen). Als de geotextiel wordt geleverd op rollen van 5 m breed, komt dit neer op een lap geotextiel met een lengte van 984 km!



## Conclusie

Uit het voorgaande blijkt dat er in het eerste seizoen ofwel 17,7 miljoen ton steen en 41,2 miljoen kubieke meter zand, ofwel 12,9 miljoen ton steen (maximaal), 163,3 miljoen kubieke meter zand en 340 ha geotextiel nodig is in het eerste seizoen, om de eerste dijkkring te bouwen. Welke van de twee methoden de meest economische is, hangt af van de met de aanleg gemoeide kosten (aanschaf, transport, montage, enzovoort).

# BIJLAGE 22

Uitvoering, balkenschema



# BIJLAGE 23

Huidige contante waarde grondverhuur

## Bepaling huidige contante waarde verhuur grond

jaar J	opbrengst in jaar J	hcw	jaar J	opbrengst in jaar J	hcw
1	0	0	31	200000000	5,93E+07
2	0	0	32	200000000	5,70E+07
3	0	0	33	200000000	5,48E+07
4	0	0	34	200000000	5,27E+07
5	0	0	35	200000000	5,07E+07
6	0	0	36	200000000	4,87E+07
7	0	0	37	200000000	4,69E+07
8	0	0	38	200000000	4,51E+07
9	0	0	39	200000000	4,33E+07
10	0	0	40	200000000	4,17E+07
11	200000000	1,30E+08	41	200000000	4,01E+07
12	200000000	1,25E+08	42	200000000	3,85E+07
13	200000000	1,20E+08	43	200000000	3,70E+07
14	200000000	1,15E+08	44	200000000	3,56E+07
15	200000000	1,11E+08	45	200000000	3,42E+07
16	200000000	1,07E+08	46	200000000	3,29E+07
17	200000000	1,03E+08	47	200000000	3,17E+07
18	200000000	9,87E+07	48	200000000	3,04E+07
19	200000000	9,49E+07	49	200000000	2,93E+07
20	200000000	9,13E+07	50	200000000	2,81E+07
21	200000000	8,78E+07	51	200000000	2,71E+07
22	200000000	8,44E+07	52	200000000	2,60E+07
23	200000000	8,11E+07	53	200000000	2,50E+07
24	200000000	7,80E+07	54	200000000	2,41E+07
25	200000000	7,50E+07	55	200000000	2,31E+07
26	200000000	7,21E+07	56	200000000	2,22E+07
27	200000000	6,94E+07	57	200000000	2,14E+07
28	200000000	6,67E+07	58	200000000	2,06E+07
29	200000000	6,41E+07	59	200000000	1,98E+07
30	200000000	6,17E+07	60	200000000	1,90E+07
				totaal hcw:	1,8E+09

te verhuren oppervlakte (ha): 1000  
 prijs per m<sup>2</sup>/jaar: 20  
 rente (in %): 4

Toelichting:

De huidige contante waarde hcw van een bedrag A, dat in jaar J wordt verdiend, bij een rentevoet r, is groot:

$$hcw = \frac{A}{\left(1 + \frac{r}{100}\right)^J}$$

De som van alle hcw's geeft de totale opbrengst van de grondverhuur gedurende de economische levensduur van de PAC.