

Toetsing ingegoten bekledingen, bestaande kennis en kennisleemten

Projectnummer
CO-410220-0006

Versie
01 Definitief

Datum
oktober 2003

Opgesteld in opdracht van
DWW Rijkswaterstaat
Postbus 5044
2600 GA DELFT



Postbus 69
NL-2600 AB Delft
Stieltjesweg 2
NL-2628 CK Delft

Telefoon
Telefax
info@geodelft.nl
www.geodelft.nl

Postbank 234342
ING Bank NV
rek.nr.65.09.62.524
KvK 541146461 Delft

Ref. nr: 03 4 5 8 7

Rapportnummer
CO-410220-0006 v01

Datum
oktober 2003

Versie
01 Definitief

Aantal pagina's
56

Titel / subtitel

Toetsing ingegoten bekledingen, bestaande
kennis en kennisleemten /

Projectleider

ir. P. Meijers

Projectbegeleider

ir. T.P. Stoutjesdijk

Overige leden projectteam

ir. M. Klein Breteler (WL|Delft Hydraulics)

Opgesteld in opdracht van

DWW Rijkswaterstaat
Postbus 5044
2600 GA DELFT

Verspreiding

10 x DWW Rijkswaterstaat
1 x WL|Delft Hydraulics
2 x GeoDelft

Samenvatting rapport

In de periode 2001 tot 2003 zijn diverse onderzoeken uitgevoerd naar de stabiliteit van met gietasfalt ingegoten steenzettingen bij ontwerpomstandigheden. Het tot dusver uitgevoerde onderzoek bestond uit drie veldproeven en een aantal bureaustudies.

Het uitgevoerde onderzoek heeft het inzicht in het gedrag van een ingegoten bekleding aanzienlijk vergroot. Een ingegoten bekleding blijkt zich gunstiger te gedragen dan tot dusver voor de toetsing op veiligheid werd aangenomen. Nader onderzoek is echter nodig om dit te vertalen in een realistische toetsmethodiek voor ingegoten bekledingen.

In dit rapport worden de achtergrond van deze onderzoeken, de bereikte resultaten, de nog bestaande onzekerheden en mogelijk vervolgonderzoek om deze onzekerheden te verkleinen beschreven.

Versie	Datum	Opgesteld door	Paraaf	Gecontroleerd door	Paraaf
concept	juli 2003	ir. P. Meijers / ir. M. Klein Breteler (WL)		ir. T.P. Stoutjesdijk	
1	oktober 2003	ir. P. Meijers / ir. M. Klein Breteler (WL)		ir. T.P. Stoutjesdijk	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
2	Probleemstelling	3
2.1	Beschrijving ingegoten bekleding	3
2.2	Huidige methode toetsing ingegoten bekleding	3
2.3	Praktijkervaring	5
2.4	Overzicht uitgevoerd onderzoek	6
3	Opzet veldproef	7
3.1	Algemeen	7
3.2	Opzet getijmeting	7
3.3	Opzet infiltratieproef	7
3.4	Verschil tussen infiltratieproef en stormbelasting	10
4	Infiltratieproef Kruiningen	13
4.1	Plaats meetlocatie	13
4.2	Voorstudie	14
4.3	Voorbereidende proef	14
4.4	Trekproeven	15
4.5	Getijmeting	16
4.6	SEEP/W simulatie infiltratieproef	17
4.7	DIANA berekening trekproef	17
4.8	Infiltratieproef	18
5	Infiltratieproef Baarland	21
5.1	Plaats meetlocatie	21
5.2	Getijmeting	22
5.3	Infiltratieproef	22
6	Infiltratieproef Willem-Anna polder	25
6.1	Plaats meetlocatie	25
6.2	Getijmeting	26
6.3	Infiltratieproef	26
7	Uitgevoerde bureaustudies rekenmethodiek	29
7.1	Afbakening	29
7.2	Modellering belasting	29
7.3	Resultaten	31
8	Samenvatting, conclusies en aanbevelingen	35
8.1	Samenvatting uitgevoerd onderzoek	35
8.2	Voorlopige conclusies	35
8.3	Mogelijke bezwijkmechanismen	37
8.4	Vervolgonderzoek	37

Bijlage 2.1	Afleiding maximum stijghoogteverschil bij dichte top laag en open teen
Bijlage 2.2	Plaats infiltratieproeven
Bijlage 2.2	Plaats infiltratieproeven
Bijlage 2.3	Overzicht uitgebrachte rapporten
Bijlage 4.1 t/m 4.5	Infiltratieproef Kruiningen
Bijlage 5.1 t/m 5.5	Infiltratieproef Baarland
Bijlage 6.1 t/m 6.5	Infiltratieproef Willem-Anna polder
Bijlage 7.1	Rekenprocedure bepaling dwarskracht in ingegoten bekleding

Figuren

Figuur 2.1	Principe ontstaan overdrukken onder ingegoten bekleding	4
Figuur 2.2	Eenvoudige bepaling overdruk	5
Figuur 3.1	Principe infiltratieproef	8
Figuur 3.2	Ontwerp infiltratiesloot	8
Figuur 3.3	Voorbeeld infiltratiesloot, in dit geval de situatie bij Baarland	9
Figuur 3.4	Detail meetraai, op de voorgrond is een opnamer voor het meten van de verplaatsing van de toplaag, op de achtergrond twee opnemers voor het meten van de waterdruk in de granulaire laag.	10
Figuur 4.1	Schets opbouw westelijk deel bekleding (raai G1), niet op schaal	13
Figuur 4.2	Schets opbouw oostelijk deel bekleding (raai G2), niet op schaal	14
Figuur 4.3	Opstelling trekproef	15
Figuur 4.4	Uitvoering trekproef	16
Figuur 4.5	Berekende vervorming taludbekleding bij trekproef, $F=15$ kN, perspectief evenwijdig aan talud (vergrotingsfactor vervorming 20)	18
Figuur 4.6	Meetopstelling, bovenaanzicht	18
Figuur 4.7	Overzicht meetlocatie Kruiningen, rechts is de lage infiltratiesloot zichtbaar en links de meetraai	19
Figuur 4.8	Uittredend water door de toplaag	20
Figuur 5.1	Schets opbouw bekleding, niet op schaal	22
Figuur 5.2	Feitelijke dwarsdoorsnede infiltratiesloot (niet op schaal)	23
Figuur 5.3	Wellen aan teen	24
Figuur 6.1	Schets opbouw bekleding, niet op schaal	25
Figuur 6.2	Feitelijke dwarsdoorsnede infiltratiesloot (niet op schaal)	27
Figuur 6.3	Meetlocatie Willem-Anna polder, de infiltratiesloot staat droog, op de achtergrond is de pomp nog net zichtbaar	27
Figuur 7.1	Schematische weergave van de beweging van de toplaag als gevolg van de golfklap	30
Figuur 7.2	Berekende dwarskracht in de bekleding van Kruiningen	32
Figuur 7.3	Principe waterslot	33
Figuur 7.4	Berekende dwarskracht in de bekleding van Kruiningen, met waterslot	34

1 Inleiding

In het kader van de Wet op de Waterkering moeten alle dijkbekledingen om de 5 jaar worden getoetst. Handvat hierbij is de 'Leidraad Toetsen op Veiligheid'.

Voor gezette bekledingen (basalt, basalt, Haringmanblokken e.d.) levert de daarin beschreven methodiek plausibele toetsresultaten op. Deze methodiek is het resultaat van vele decennia onderzoek. Naar het gedrag van ingegoten bekledingen tijdens stormbelasting is veel minder onderzoek gedaan. Hierdoor zijn de inzichten over het gedrag van dit type bekleding ook minder ver ontwikkeld. Het algemene gevoel bij experts is dan ook dat de huidige methodiek waarmee ingegoten bekledingen worden getoetst te conservatief is. Hierdoor dreigen veel ingegoten bekledingen ten onrechte te worden afgekeurd.

In Zeeland ligt ongeveer 90.000 m² ingegoten bekleding. Vervanging hiervan kost 14 miljoen Euro. De financiële besparing als hiervan, door betere inzichten, een deel niet hoeft te worden vervangen is evident. Om deze reden heeft RWS-DWW in 2001 het initiatief genomen om een onderzoek naar deze problematiek te starten.

In de afgelopen twee jaar zijn diverse deelonderzoeken uitgevoerd. Dit heeft het inzicht in het gedrag van een ingegoten bekleding op de ontwerpomstandigheden aanzienlijk vergroot. De verwachting dat, door betere inzichten in het gedrag van ingegoten bekledingen, aanzienlijke besparingen zijn te behalen is daarmee ook toegenomen.

In dit rapport wordt de stand van zaken weergegeven. In hoofdstuk 2 wordt de achtergrond van het onderzoek beschreven. De hoofdstukken 3 tot en met 7 beschrijven de uitgevoerde veldproeven. Hierbij wordt eerst een algemene beschrijving van de onderdelen van een veldproef gegeven (hoofdstuk 3). Vervolgens worden de uitgevoerde veldproeven (hoofdstuk 4, 5 en 6) en de uitgevoerde bureaustudies (hoofdstuk 7) beschreven. Het rapport sluit af met een samenvatting van de belangrijkste resultaten.

2 Probleemstelling

2.1 Beschrijving ingegoten bekleding

Onder een ingegoten bekleding wordt verstaan een steenzetting met gietasfalt, waarbij het gietasfalt voor gemiddeld 50% of meer van de laagdikte in de spleten tussen de stenen is gedrongen en het spleetoppervlak goed is gevuld. De samenhang tussen stenen en ingieting dient zodanig te zijn dat het de toplaag zich als een plaat gedraagt.

Indien de ingieting gemiddeld minder dan 50% van de laagdikte in de spleten tussen de stenen is gedrongen wordt gesproken van een overgoten bekleding. Dit is in feite een minder goed uitgevoerde variant van de ingegoten bekleding.

Door de ingieting is de toplaag min of meer waterdicht. In het algemeen ligt deze toplaag op een granulaire laag welke op zijn beurt weer op een dichte kleilaag ligt.

De meest voorkomende vorm van ingegoten bekleding is die van een basaltbekleding waarbij de spleten tussen de basaltzuilen zijn volgegoten met gietasfalt. Andere varianten komen echter ook voor. Doornikse steen, basalt, vilvoordse steen of betonblokken worden ook ingegoten. Bij betonblokken zal er meestal sprake zijn van een overgieting omdat door de smalle spleten tussen de blokken het gietasfalt niet ver tussen de stenen wil dringen.

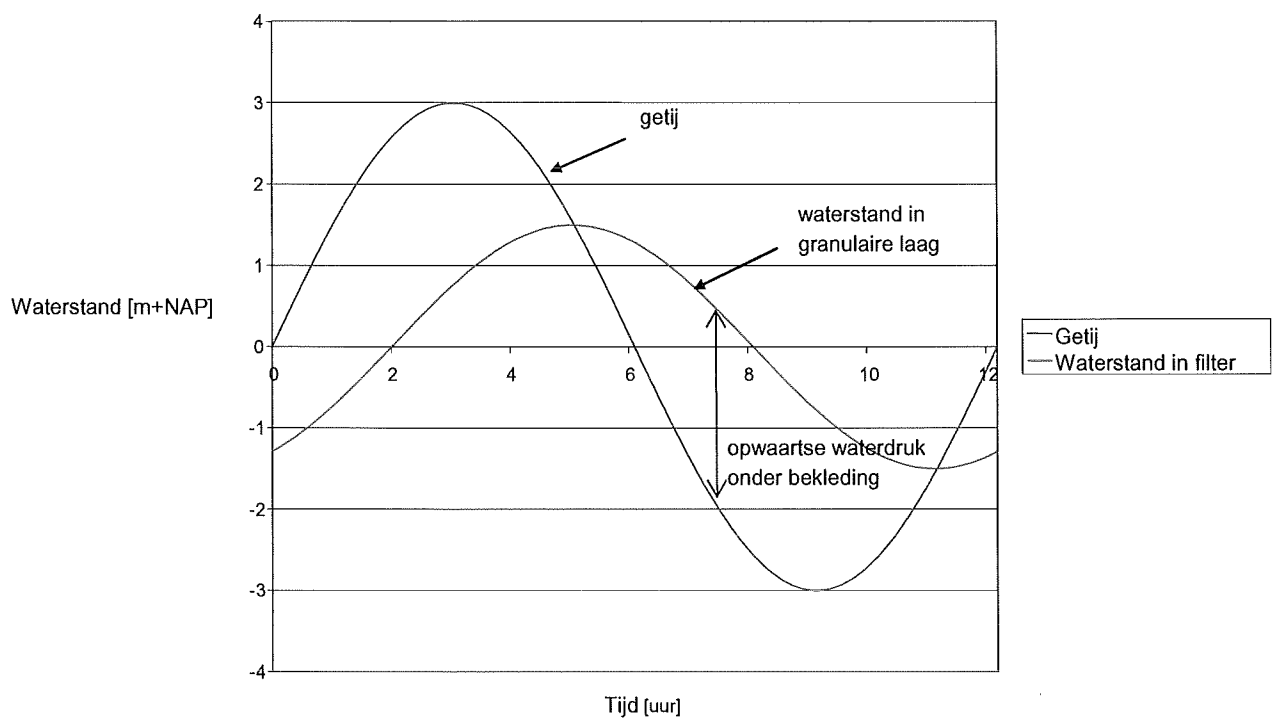
Als ingietmateriaal is in het verleden ook wel beton gebruikt. Een met beton ingegoten bekleding zal zich, door de grotere stijfheid en brosheid, waarschijnlijk anders gedragen dan een met gietasfalt ingegoten bekleding. Dit type constructie wordt bij het huidige onderzoek buiten beschouwing gelaten, mede omdat dit type constructie ook minder vaak voorkomt.

2.2 Huidige methode toetsing ingegoten bekleding

Ingegoten bekledingen hebben een relatief waterdoorlatende toplaag. Daarom is de eerste hypothese dat dit type bekledingen bezwijkt door overdrukken onder de toplaag bij afgaand tij. Het mechanisme is daarbij dat bij opgaand tij de granulaire laag onder de bekleding volloopt. Deze voeding van de granulaire laag vindt plaats via de teen en via de toplaag. Als het getij hoger komt dan de bovenkant van de ingegoten bekleding kan ook voeding van de granulaire laag vanaf de bovenkant plaatsvinden. In deze fase van opgaand tij ligt de buitenwaterstand boven het niveau van de freatische lijn in de granulaire laag. Als het getij daalt zal in eerste instantie de voeding van de granulaire laag nog doorgaan. Er is nu sprake van een dalende buitenwaterstand en een stijgende freatische lijn in de granulaire laag. Op een gegeven moment zijn beide niveaus aan elkaar gelijk en zal er geen water meer naar de granulaire laag willen stromen. Bij verdere daling van de buitenwaterstand zal er water uit de granulaire laag gaan stromen en zal de freatische lijn gaan dalen. Hierbij daalt de freatische lijn minder snel dan de buitenwaterstand. In deze fase ontstaan overdrukken onder de toplaag. Als de overdrukken groter worden dan het gewicht van de toplaag kan deze worden opgedrukt.

De bekleding wordt afgekeurd als bij maatgevende omstandigheden op enig tijdstip de verwachte overdruk groter is dan het gewicht van de toplaag. Verondersteld wordt namelijk dat dan de bekleding bezwijkt door opbarsten en/of afschuiven.

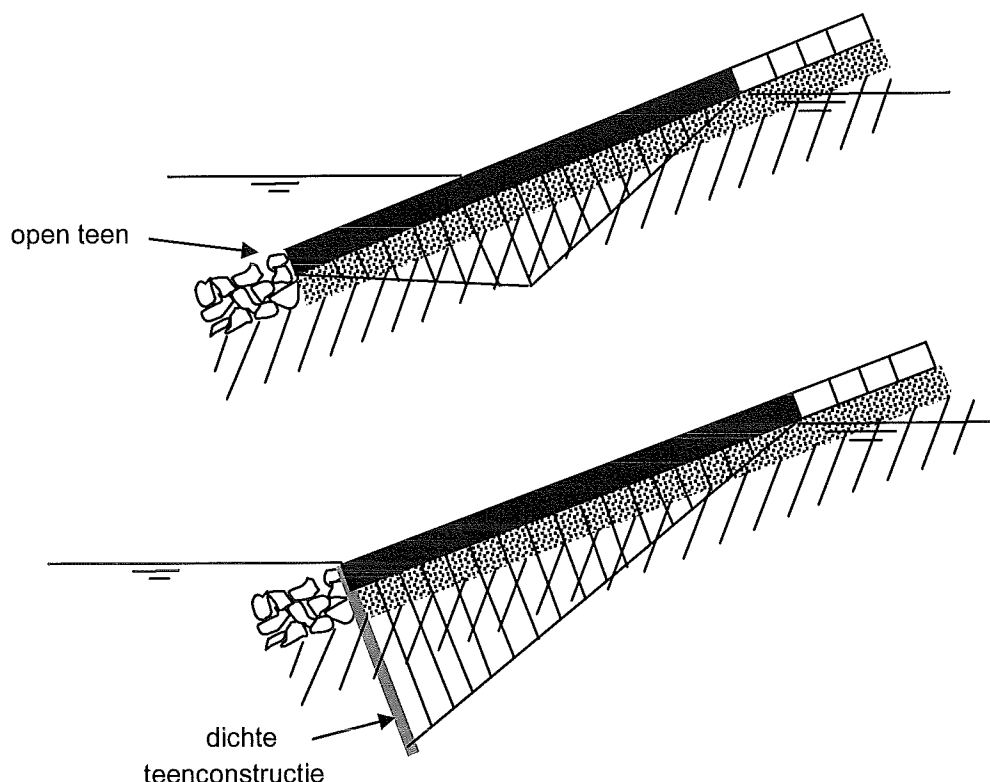
Figuur 2.1 toont het principe van het ontstaan van wateroverdrukken.



Figuur 2.1 Principe ontstaan overdrukken onder ingegoten bekleding

De grootte van de overdruk onder maatgevende omstandigheden wordt bepaald op basis van de geometrie van de bekleding, de doorlatendheid van de toplaag en de granulaire laag en de constructie van de bekleding aan de teen.

Hierbij worden twee situaties onderscheiden, namelijk de situatie van een volledig open en de situatie van een volledig dichte teenconstructie. In het eerste geval kan het water aan de teen vrij in- en uitstromen en zal aldaar de stijghoogte onder de bekleding gelijk zijn aan de buitenwaterstand. In het tweede geval (dichte teenconstructie) is er geen waterstroming mogelijk en is de stijghoogte gelijk aan de freatische lijn in de granulaire laag. In figuur 2.2 zijn de beide situaties geschetst.



Figuur 2.2 Eenvoudige bepaling overdruk

Bij een eenvoudige toetsing zijn de doorlatendheden niet bekend en wordt alleen naar de geometrie gekeken. Voor de bovengrens van de freatische lijn (z_{frea}) wordt de bovenkant van de ingegoten bekleding genomen (z_{top}) of, indien dit lager is, het MHW.

De onder- en bovengrens voor het opwaartse stijghoogteverschil zijn met deze schematisatie:

$$\frac{1}{4}(z_{frea} - z_{teen}) < \Delta h < (z_{frea} - z_{teen})$$

Hierin is z_{frea} de hoogte van de freatische lijn en z_{teen} het niveau van de teen. In bijlage 2.1 is de afleiding voor de ondergrens gegeven.

Als het stijghoogteverschil dat nodig is om de bekleding op te lichten groter is dan de ondergrens wordt de bekleding afgekeurd. De bekleding wordt dan verondersteld te bezwijken door opbarsten. Als het benodigde drukhoogteverschil kleiner is dan de bovengrens wordt de bekleding goedgekeurd. Voor tussenliggende waarden wordt de bekleding geavanceerd getoetst, waarbij rekening wordt gehouden met de doorlatendheid van de bekleding. Om de doorlatendheden van de toplaag, de granulaire laag en de teen te schatten wordt een zogenaamde getijmeting uitgevoerd (in paragraaf 3.2 wordt beschreven wat een getijmeting is). Deze gegevens worden vervolgens gebruikt om de wateroverdruk bij maatgevende omstandigheden te voorspellen.

2.3 Praktijkervaring

De huidige toetsing van ingegoten bekledingen op statische overdruk levert in veel gevallen de score 'onvoldoende' op. Toch is het aantal bekende schadegevallen beperkt. Door RWS-DWW is gezocht naar bekende schadegevallen van ingegoten bekledingen. Hierbij is slechts één geval gevonden. Dit betreft de glooiing van de Westkapelse zeedijk. Daarnaast is in de "Schadecatalogus voor dijkbekledingen" (Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde,

1990) een schadegeval van de Schakerloopolder te Tholen beschreven. Het betreft daar met beton ingegoten vilvoordse steen.

Dit zijn momenteel de enige bekende schadegevallen. Hierdoor wordt het vermoeden dat een ingegoten bekleding sterker is dan volgt uit de bestaande methode van toetsen versterkt. Omdat dit verder nog niet 'hard' is te maken mag er bij de toetsing geen rekening mee worden gehouden.

2.4 Overzicht uitgevoerd onderzoek

Het tot op heden uitgevoerde onderzoek heeft bestaan uit drie veldproeven en twee verkennende bureaustudies. De veldproef bestaat in essentie uit één of twee getijmetingen en een infiltratieproef. Een beschrijving van deze proeven is in hoofdstuk 3 te vinden.

De eerste veldproef is in september 2001 uitgevoerd op de dijk van de Westerschelde, ten oosten van de voormalige veerhaven Kruiningen. Deze proef is voorafgegaan door een aantal voorbereidende proeven (trekproeven, mini infiltratieproef) en berekeningen. De tweede en derde veldproef zijn uitgevoerd in september 2002 op de dijk van de Westerschelde bij respectievelijk Baarland en de Willem-Anna polder. Bijlage 2.2 toont de plaats van de veldproeven. Bij geen van deze drie proeven is de bekleding bezweken.

Bij evaluatie van de ervaringen tijdens de infiltratieproef Kruiningen is gebleken dat voorbereidende proeven als trekproeven weinig of geen extra informatie geven die voor de interpretatie van de veldproef nodig is. Daarom zijn bij de infiltratieproef Baarland en Willem-Anna polder geen trekproeven uitgevoerd. De resultaten van de trekproef Kruiningen zijn bij de later uitgevoerde bureaustudie wel gebruikt voor de beoordeling van de bekleding op basis van dwarskrachten (zie hoofdstuk 7).

Een ander resultaat van de evaluatie was dat de (dichtgeslibde) granulaire laag onder de toplaag bij een groot verhang waarschijnlijk schoonspoelt. Daarom zijn er bij de veldproef Baarland en Willem-Anna polder niet alleen zowel voorafgaand aan maar ook volgend op de infiltratieproef getijmetingen gedaan om dit effect aan te tonen.

Bij de veldproeven kon alleen de belasting door statische overdruk worden meegenomen. De mogelijk gevaarlijke combinatie van overdruk en golfbelasting is met twee bureaustudies indicatief onderzocht. Hierbij zijn de inzichten die tijdens de veldproeven zijn verkregen meegenomen.

In de volgende hoofdstukken worden de veldproeven en bureaustudies nader beschreven. Een uitgebreidere beschrijving is te vinden in de eerder uitgebrachte rapporten. Een overzicht daarvan is te vinden in bijlage 2.3.

3 Opzet veldproef

3.1 Algemeen

De veldproef bestaat in het algemeen uit twee aparte metingen, de getijmeting en de infiltratieproef. De wijze waarop deze metingen worden uitgevoerd wordt in de volgende paragrafen beschreven.

Een getijmeting wordt uitgevoerd om een indruk van de eigenschappen (doorlatendheid toplaag en onderliggende granulaire laag) van de bekleding te krijgen. Een getijmeting die voorafgaand aan de infiltratieproef wordt uitgevoerd geeft een indruk van de oorspronkelijke eigenschappen, een getijmeting die na afloop van de infiltratieproef wordt uitgevoerd geeft de (mogelijk veranderde) eigenschappen na afloop van de infiltratieproef.

De infiltratieproef wordt uitgevoerd om het gedrag van de toplaag bij een kunstmatig opgelegde grote overdruk vast te stellen.

3.2 Opzet getijmeting

In paragraaf 2.2 is al uitgelegd hoe de waterstand in de granulaire laag verloopt als functie van de buitenwaterstand (het getij). Tijdens de getijmeting wordt dit verloop vastgelegd.

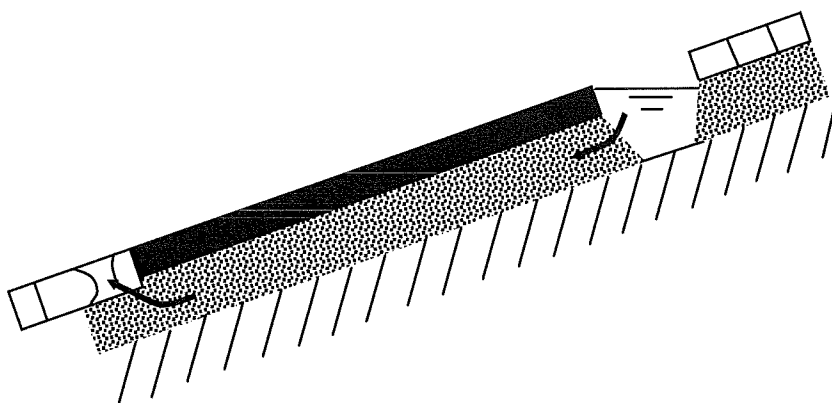
Voor de getijmeting worden waterdrukopnemers geplaatst in de granulaire laag. Hiervoor worden door de stenen van de toplaag gaten geboord tot in de granulaire laag. In deze gaten worden vervolgens de waterdrukopnemers geplaatst. De gaten worden waterdicht afgesloten met zogenaamde packers.

Daarnaast wordt er zo laag mogelijk op het talud een waterdrukopnemer boven op de bekleding of op een steen van de bestorting aan de teen geplaatst. Met deze opnemer wordt het verloop van de buitenwaterstand (het getij) gemeten.

De meting wordt uitgevoerd gedurende minimaal één periode van hoogwater tot laagwater. Met een speciaal rekenprogramma (Steenzet/getij, SEEP/W of PLAXFLOW) worden vervolgens iteratief de eigenschappen van de bekleding bepaald waarmee de beste overeenkomst tussen meting en berekening wordt verkregen. Door het grote aantal variabelen zijn er echter meerdere mogelijkheden om een goede overeenstemming te bereiken. Daardoor zijn de eigenschappen niet eenvoudig en eenduidig vast te stellen. Er wordt wel een goede indruk verkregen.

3.3 Opzet infiltratieproef

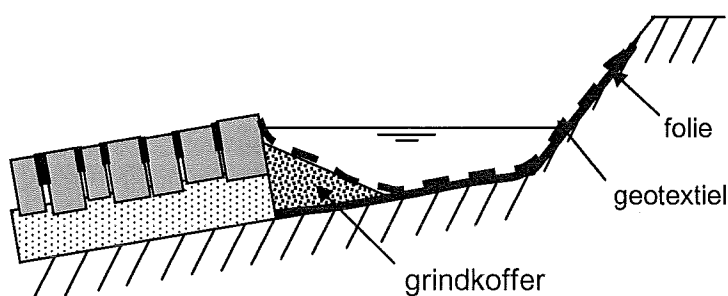
Het doel van de infiltratieproef is het vaststellen van het gedrag van de bekleding bij een grote wateroverdruk. Hiervoor wordt kunstmatig een grote wateroverdruk onder de bekleding opgewekt. Dit wordt gedaan door aan de bovenkant van de ingegoten bekleding een infiltratiesloot aan te leggen en vanuit deze sloot water in de granulaire laag onder de toplaag te infiltreren, zie figuur 3.1.



Figuur 3.1 Principe infiltratieproef

Het infiltratiewater werd tijdens de uitgevoerde proeven direct uit de Westerschelde gepompt. Een nadeel hiervan is dat dit water slib bevat. Hierdoor kan de granulaire laag onder de ingegoten bekleding dichtslibben tijdens de proef. Alternatieven om schoon water te gebruiken voor de infiltratie, bijvoorbeeld door schoon water met tankwagens aan te voeren, water uit de boezem achter te dijk te pompen of grote bezinkbassins te gebruiken waarin het slib kan bezinken, zijn wel beschouwd maar als niet praktisch van de hand gewezen.

Bij het ontwerp van de infiltratiesloot is bijzondere aandacht besteed aan het voorkomen van dichtslibben van de granulaire laag. Dit heeft geresulteerd in het ontwerp zoals weergegeven in figuur 3.2.



Figuur 3.2 Ontwerp infiltratiesloot



Figuur 3.3 Voorbeeld infiltratiesloot, in dit geval de situatie bij Baarland

Op de bodem van de sloot wordt een waterdicht folie aangebracht. Het doel hiervan is zowel voorkomen dat water weglekt naar de ondergrond als voorkomen dat de ondergrond opwoelt en er daardoor extra slib in het water komt. Dit laatste is met name van belang op de plaats waar het water in de sloot wordt gepompt.

De functie van het geotextiel is wegvangen van slib in het infiltratiewater voordat het in de granulaire laag stroomt en daarmee het verkleinen van de kans op dichtslibben van de granulaire laag. Dit betekent in de praktijk dat het geotextiel tijdens de proef langzaam dichtslibt. Omdat dit op een gecontroleerde en bereikbare plaats gebeurt kunnen tijdens de proef zo nodig maatregelen hiertegen worden genomen, zoals schoonspoelen of vervangen van het geotextiel. In de praktijk blijkt schoonspoelen met een waterpomp een goed werkbare methode. Regelmatige inspectie of het geotextiel dichtslibt, is daarbij wel nodig.

De grindkoffer heeft twee functies. De eerste functie is het vergroten van het instroomoppervlak van de infiltratiesloot naar de granulaire laag. Bij een goed doorlatende granulaire laag onder de boventafel vormt het (gedeeltelijk) dichtgeslibde geotextiel een potentiële barrière. Door de vergroting van het oppervlak is de invloed hiervan kleiner. Tijdens de proeven is gebleken dat deze maatregel alleen niet voldoende is, en dat schoonmaken van het geotextiel toch noodzakelijk was.

De tweede functie is het ondersteunen van de toplaag zodat de bovenkant daarvan niet afbreekt en in de sloot valt.

Tijdens de infiltratieproef worden de volgende zaken gemeten:

- buitenwaterstand;
- verloop waterstand in de infiltratiesloot;
- waterdrukken onder de toplaag in tenminste 1 meetraai;
- verplaatsing van de toplaag in tenminste 1 meetraai, dit is dezelfde meetraai als waar de druk onder de toplaag gemeten;
- verplaatsing van de toplaag naast de meetraai op een aantal geselecteerde punten.

De buitenwaterstand wordt gemeten met een waterdrukopnemer die bij de teen van het talud staat.

Het doel van de meting van de waterstand in de infiltratiesloot is om de perioden vast te leggen dat de sloot vol staat en er dus water wordt geïnfiltreerd.

De waterdruk onder de toplaag wordt gemeten door het plaatsen van waterspanningsmeters in de onderliggende granulaire laag. Hiervoor kunnen in principe dezelfde meetpunten en waterspanningsmeters als bij de getijmeting worden gebruikt.

De verplaatsing van de toplaag wordt gemeten met behulp van waterdrukopnemers op de toplaag. Deze opnemers zijn onderling verbonden met een waterleiding en meten dus de hydrostatische druk in de leiding. Het meetprincipe is dat een opwaartse verplaatsing van de toplaag een verandering van de hydrostatische waterdruk geeft. Door deze verandering te meten is de verticale verplaatsing van de toplaag te bepalen. De werkelijke hoogteverschillen tussen de diverse drukopnemers werden tijdens de post-processing nauwkeurig berekend aan de hand van de dichtheid van het water, zoals bepaald door de in het veld opgemeten elektrische geleidendheid en temperatuur.

Als controle op de hydrostatische metingen worden drie punten van de meetraai, voor zover bereikbaar in verband met de fluctuerende waterstand, regelmatig gewaterpast. Tevens wordt de hoogte van een aantal andere geselecteerde punten op de toplaag middels waterpassing gemeten.



Figuur 3.4 Detail meetraai, op de voorgrond is een opnemer voor het meten van de verplaatsing van de toplaag, op de achtergrond twee opnemers voor het meten van de waterdruk in de granulaire laag.

3.4 Verschil tussen infiltratieproef en stormbelasting

De belastingsituatie bij de infiltratieproef wijkt af van de situatie tijdens een storm. Het grootste verschil is het nagenoeg ontbreken van de golfbelasting tijdens de proef. Op dit punt is de werkelijkheid dus ongunstiger dan de proefsituatie.

Het tweede verschil betreft de toestroom van water in de granulaire laag vanaf de bovenrand. Tijdens de proef is deze vanaf de bovenrand van de bekleding maximaal en gedurende de hele tijd aanwezig. De toestroom vanaf de bovenrand zal in werkelijkheid via spleten in gezette bekleding plaatsvinden mits de buitenwaterstand dit niveau bereikt. Verwacht wordt daarom dat het werkelijk infiltratiedebiet bij een storm kleiner zal zijn dan het debiet bij de proef. Bovendien zal deze gedurende kortere tijd aanwezig zijn. In dit opzicht is de proefsituatie dus te beschouwen als een bovengrens voor de opwaartse belasting bij een storm. Op dit punt is de werkelijkheid dus gunstiger dan de proefsituatie.

Het derde verschil is de instroming van water in de granulaire laag via de teen en de toplaag. Aan de teen en de toplaag is tijdens de proef niets veranderd. Kwalitatief komt de situatie tijdens de proef dus overeen met de werkelijkheid. Wel zal tijdens de ontwerpstorm de buitenwaterstand hoger worden en mogelijk ook sneller fluctueren. De hoeveelheid water die via teen en toplaag de granulaire laag instroomt zal meer zijn dan tijdens de infiltratieproef omdat dan de buitenwaterstand hoger komt. Op dit punt is de werkelijkheid dus ongunstiger dan de proefsituatie.

4 Infiltratieproef Kruiningen

4.1 Plaats meetlocatie

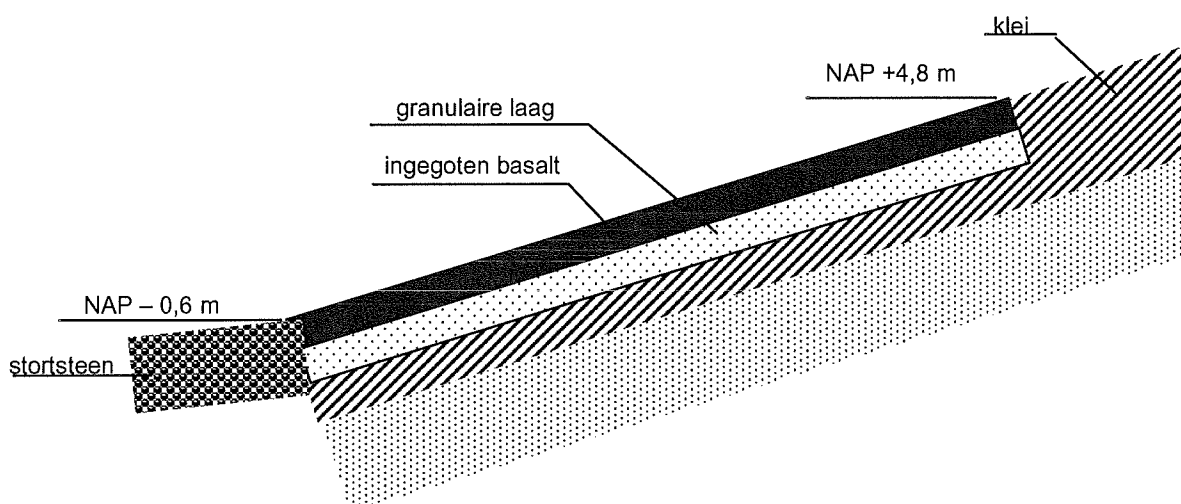
De meetlocatie is de dijk van de Oost-Inkelpolder, ongeveer ter hoogte van km 19.76. Deze ligt langs de Westerschelde, ten oosten van de veerhaven Kruiningen. Het nummer van het betreffende bekledingsvak is 19402. De ontwerprandvoorwaarden voor dit gedeelte zijn:

- maatgevend hoogwater: MHW = NAP + 4,56 m;
- significante golfhoogte $H_s = 1,98$ m.

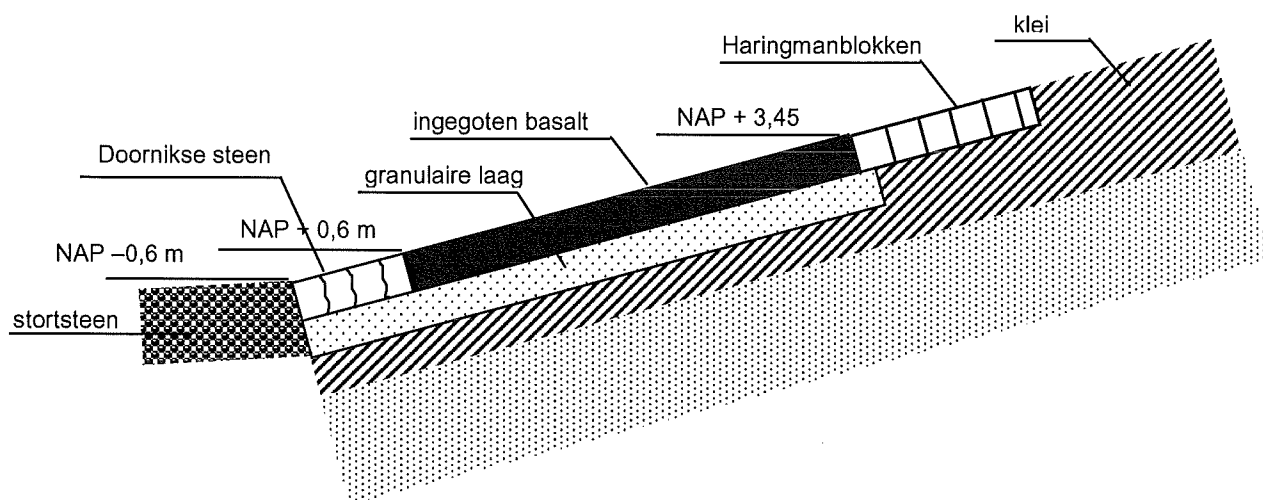
Het bekledingsvak is bij de geavanceerde toetsing afgekeurd omdat de verwachte statische overdruk groter is dan de toelaatbare overdruk (GeoDelft rapport CO-388710/91, versie 1, januari 2001).

Vak 19402 bestaat uit met gietasfalt ingegoten/overgoten basalt. De diepte van de ingieting is 12 à 14 cm. Voor de proef was de granulaire laag onder de ondertafel dicht en onder de boventafel open. Het bekledingsvak kan globaal in twee delen worden gesplitst, een westelijk deel waar het ingegoten basalt hoog doorloopt (tot NAP + 4,8 m) en een oostelijk deel waar het ingegoten basalt minder hoog doorloopt (tot NAP + 3,45 m). Beide delen zijn bij de keuze van het eigenlijke meetvak in beschouwing genomen.

De opbouw van de twee delen van de bekleding is schematisch weergegeven in figuur 4.1 en 4.2.



Figuur 4.1 Schets opbouw westelijk deel bekleding (raai G1), niet op schaal



Figuur 4.2 Schets opbouw oostelijk deel bekleding (raai G2), niet op schaal

De taludhelling is ongeveer 1:3,5.

De dikte van het basalt is gemiddeld 0,25 tot 0,28 m.

De granulaire laag is ongeveer 10 cm dik en ligt op 4 vlijlagen.

Onder het bovenste deel van de bekleding bestaat de granulaire laag uit steenslag, in het onderste deel uit puin.

Onder de granulaire laag is een kleilaag aangetroffen met een dikte van 0,5 à 1 m. Hieronder is zand aanwezig.

4.2 Voorstudie

Omdat de veldproef bij Kruiningen de eerste keer was dat een infiltratieproef is uitgevoerd, is hier een uitgebreide voorstudie verricht. Deze voorstudie heeft bestaan uit:

- voorbereidende proef;
- trekproeven;
- getijmeting;
- berekeningen met SEEP/W;
- berekeningen met DIANA.

In de volgende paragrafen worden deze proeven kort beschreven.

4.3 Voorbereidende proef

Als voorbereiding op de eigenlijke infiltratieproef is door Rijkswaterstaat op 8 juni 2001 een voorbereidende proef uitgevoerd. Op één plaats is vrij hoog op het talud 10 m³ water in de dijk geïnfiltreerd en gekeken hoe snel dit wegstroomde.

Geconstateerd werd dat het water snel wegloopt en dat op grote horizontale afstand (ongeveer 30 m) van het infiltratiepunt water uit het talud stroomt.

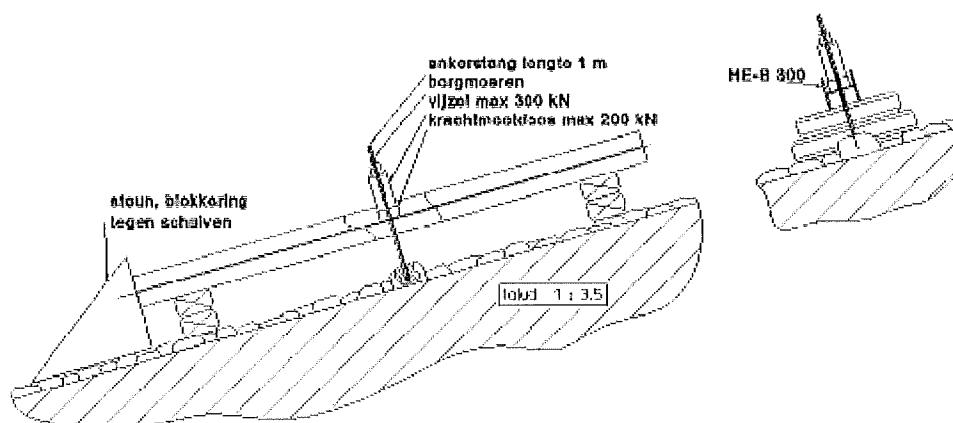
Het doel van deze proef was om het inzicht in de haalbaarheid van de eigenlijke infiltratieproef vooraf te vergroten. Gebleken is dat het water makkelijk in de granulaire laag infiltreert en dat de granulaire laag dus ook redelijk snel gevuld kan worden. Uit de snelle infiltratie werd geconcludeerd dat het bovenste deel van de granulaire laag goed doorlatend is. De grote horizontale afstroming deed vermoeden dat het onderste deel van de granulaire laag mogelijk minder doorlatend is dan het bovenste deel. Ter plaatse van deze scheiding zal het water bij het naar beneden stromen in de granulaire laag een weerstand ondervinden en dus evenwijdig aan het talud gaan stromen.

4.4 Trekproeven

Het doel van de trekproeven was het meten van het kracht-vervormingsgedrag van de toplaag. Het resultaat is later gebruikt bij de DIANA berekeningen. De proeven zijn niet in het meetvak uitgevoerd om te voorkomen dat het gedrag van de bekleding wordt beïnvloed door het lostrekken van een steen en mogelijke scheurvorming in het gietasfalt tijdens de trekproef. Gekozen is een deel van de bekleding ten oosten van het mogelijke meetvak. Aangenomen wordt dat de sterkte daar representatief is voor het meetvak.

Voor de trekproef is er in de steen een anker met draadeind bevestigd. Vervolgens is er volgens een vastgesteld belastingschema aan de steen getrokken. Hierbij wordt de belasting in stappen verhoogd en per belastingstap enige minuten constant gehouden. De meetopstelling is weergegeven in figuur 4.3 en 4.4.

Tijdens de proef is de opgelegde belasting, de verplaatsing van de steen waaraan werd getrokken en de verplaatsing van een aantal stenen in de directe omgeving van de getrokken steen gemeten. Voor het meten van de verplaatsing zijn twee systemen gebruikt. Door de RWS-Meetekundige dienst is gemeten met een zogenaamd 'total station'. Omdat de meetfrequentie hiervan ongeveer 1 keer per 3 minuten was, is door WL|Delft Hydraulics de verplaatsing van de te trekken steen continu gemeten.



Figuur 4.3 Opstelling trekproef



Figuur 4.4 Uitvoering trekproef

Er zijn zes trekproeven uitgevoerd. Bij drie proeven was het niet mogelijk om de bekleding tot bezwijken te belasten omdat het anker uit de steen werd getrokken. Bij eerder uitgevoerde geschiktheidsproeven bleek het gebruikte anker wel voldoende sterkte te hebben om de belasting vanuit de vizel op de steen over te dragen.

De bezwijkbelasting van de drie geslaagde proeven T1, T2 en R3 was respectievelijk 30 kN, 20 kN en meer dan 45 kN. Bezwijken treedt op doordat de steen uit de bekleding wordt getrokken. Voordat een steen uit de bekleding wordt getrokken is er sprake van een elastische vervorming waarbij de bekleding de vorm van een 'kattenrug' aanneemt.

Bijlage 4.1 toont als voorbeeld het resultaat van trekproef T1. Te zien is dat bij constante belasting de vervorming blijft toenemen. Dit duidt op kruip van het gietasfalt. De belasting per stap is niet lang genoeg aangehouden om een eindwaarde van de vervorming te bereiken. De verwachting is dat er een verschil is tussen de korte duur sterkte en de lange duur sterkte. Bij lang aanhouden van de belasting kan een steen alsnog uit de bekleding wordt getrokken. Dit aspect is in het kader van dit onderzoek niet verder onderzocht.

Bijlage 4.1 toont een verschil in de door WL|Delft Hydraulics en RWS-Meetskundige Dienst gemeten verplaatsing. Dit verschil wordt geweten aan de bevestiging van de drukopnemer. Deze was bevestigd aan de ankerstang en niet aan de steen zelf. Achteraf gezien was dit een minder gelukkige constructie.

4.5 Getijmeting

In twee raaien is een getijmeting uitgevoerd. Bijlage 4.2 toont de resultaten van de getijmeting. Hoewel de twee raaien minder dan 20 m naast elkaar lagen vertonen zij toch een heel verschillend beeld. Het 'door één punt gaan' van de gemeten stijghoogten wordt hier niet gevonden. De meest aannemelijke verklaring hiervoor is dat de onderliggende kleilaag niet dicht is, maar dat via zandinsluitingen in deze kleilaag water het dijklichaam instroomt.

Het programma Steenzet is niet toegerust voor stroming vanuit de granulaire laag door de onderliggende kleilaag. Narekenen van de getijmeting met het programma Steenzet, met als doel de doorlatendheid van de toplaag en de granulaire laag te bepalen, is dan ook slechts gedeeltelijk, en dan nog alleen voor de onderste opnemers, gelukt.

In de SEEP/W berekeningen kan tijdsafhankelijke stroming in zowel de verzadigde als de onverzadigde zone worden meegenomen. Tevens wordt de ondergrond in beschouwing genomen. Dit model komt daarom beter overeen met de werkelijkheid dan de getijversie van Steenzet. Een nadeel is het grote aantal variabelen. Hierdoor is het fitten van de meetresultaten minder eenduidig. Diverse combinaties van parameters kunnen in principe een acceptabele fit geven.

Met de SEEP/W berekeningen is het mogelijk gebleken om de getijmeting met een goede mate van overeenstemming na te rekenen. Hiervoor was het wel nodig om, overeenkomstig de kwalitatieve analyse van de getijmeting, te veronderstellen dat via zandinsluitingen in de kleilaag onder de granulaire laag water naar het dijklichaam stroomt. Tevens was het voor raai G1 nodig om te veronderstellen dat de toplaag plaatselijk meer doorlatend was dan gemiddeld. Een kwalitatieve analyse van de getijmeting gaf hetzelfde aan. Toch was het niet mogelijk om zowel bij opgaand als bij afgaand getij een exacte fit te krijgen. Als bij opgaand tij een goede fit wordt verkregen blijkt bij afgaand getij de granulaire laag in werkelijkheid sneller leeg te stromen dan volgens de berekening. Alle pogingen om het gedrag tijdens afgaand getij beter te simuleren resulteerden in een beduidend slechtere overeenstemming tussen meting en berekening bij opkomend getij.

4.6 SEEP/W simulatie infiltratieproef

Met de resultaten van het narekenen van de getijmeting is vervolgens met SEEP/W een voorspelling gemaakt van de waterdrukken tijdens de infiltratieproef.

Volgens de predictie ontstaan de grootste waterdrukken op de overgang van een goed naar een minder goed doorlatend deel van de granulaire laag. De grootste overdrukken worden nauwelijks beïnvloed door het getij. De plaats van de grootste overdrukken ligt boven de hoogwaterlijn.

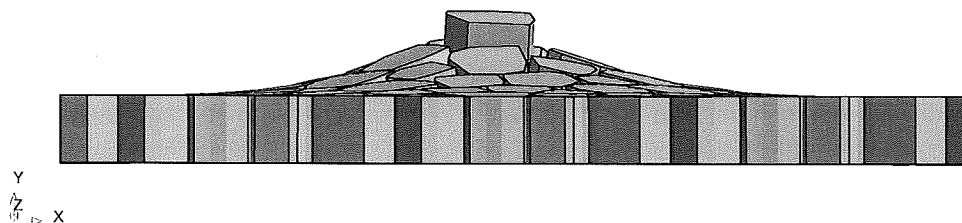
De vooraf voorspelde maximale overdruk was ongeveer 1,5 m drukhoogteverschil. Dit is ruim voldoende om de bekleding op te drukken.

Volgens de berekeningen was het benodigde debiet tijdens de infiltratieproef 2,5 à 20 m³/hr, bij een infiltratiebreedte van 50 m en geen zijdelingse afstroming.

4.7 DIANA berekening trekproef

Met de DIANA berekeningen zijn de trekproeven nagerekend om de elastische eigenschappen van de bekleding, met name de voegvulling, vast te stellen.

In eerste instantie gedragen de voegen zich lineair-elastisch. Bij grotere trekkrachten treedt afschuiving in de voegen op en wordt er een steen uit de bekleding getrokken. Dit gedrag komt overeen met het gedrag tijdens de trekproeven. Figuur 4.5 toont de berekende vervorming van een bekleding bij trekken aan een blok.



Figuur 4.5 Berekende vervorming talusbekleding bij trekproef, $F=15$ kN, perspectief evenwijdig aan talud (vergrotingsfactor vervorming 20)

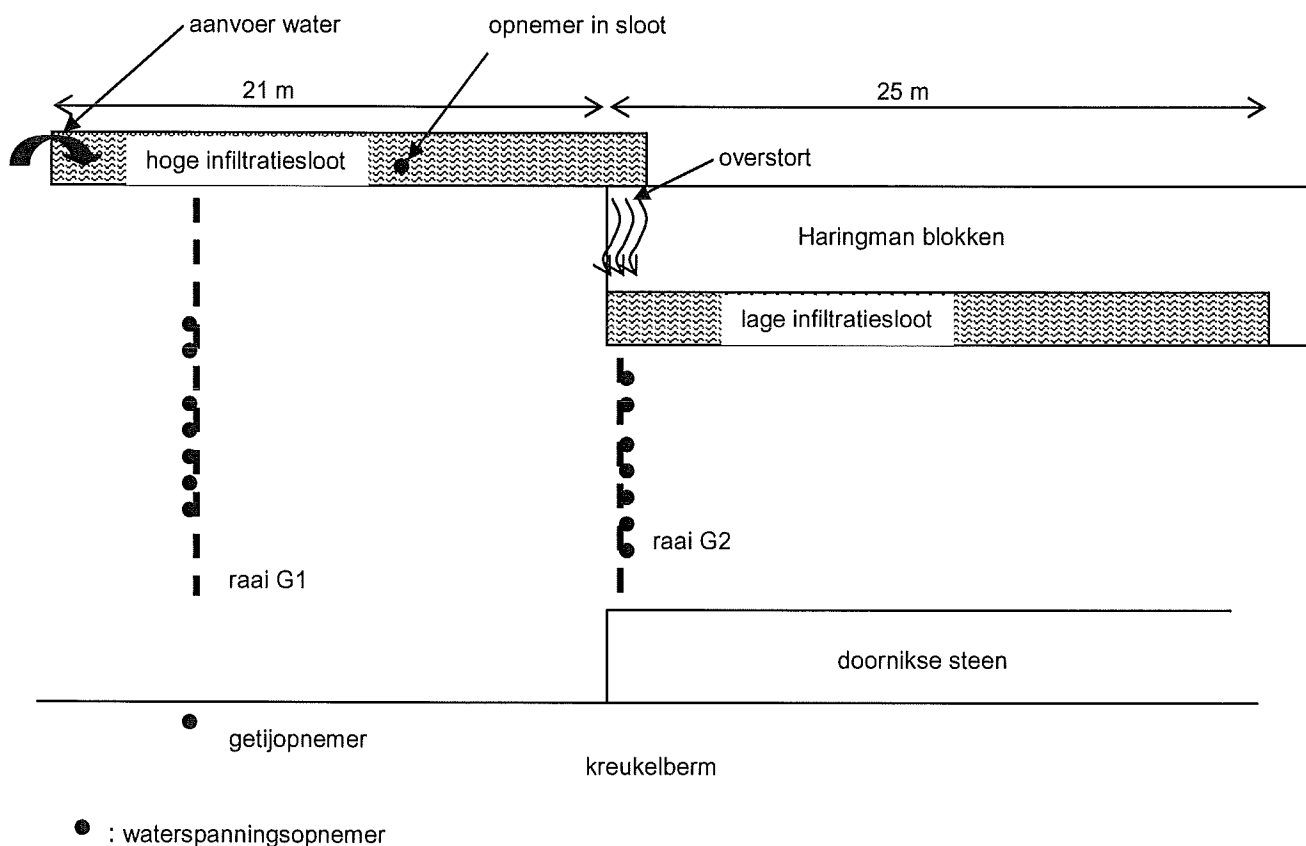
4.8 Infiltratieproef

De eigenlijke infiltratieproef is uitgevoerd op 25 en 26 september 2001.

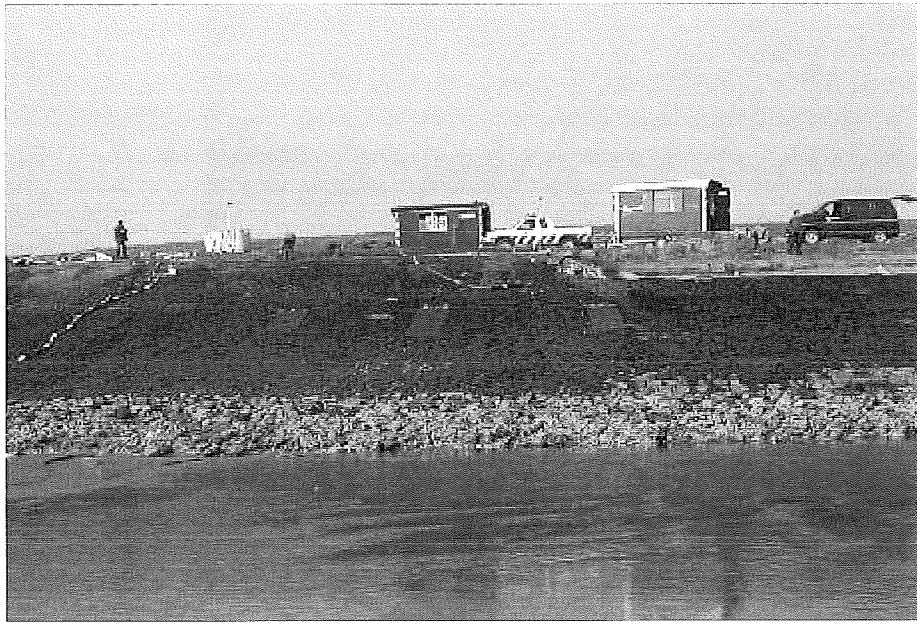
De infiltratieproef is uitgevoerd op het westelijk deel van vak 19402 (hoge ligging ingegoten basalt). De breedte van dit deel is ongeveer 25 m. Om de invloed van afstroming naar de zijkanten te beperken is tevens een infiltratiesloot aangelegd op het naastliggende vak.

De waterdrukken in de granulaire laag zijn gemeten in raai G1 en G2. De verplaatsing van de toplaag is gemeten in raai G1 en op een aantal waterpaspunten.

Figuur 4.6 toont een overzicht van de meetlocatie met de twee meetraaien.



Figuur 4.6 Meetopstelling, bovenaanzicht



Figuur 4.7 Overzicht meetlocatie Kruiningen, rechts is de lage infiltratiesloot zichtbaar en links de meetraai

Tijdens de proef bleken de drukken onder de bekleding na het begin van infiltratie snel op te lopen om vervolgens praktisch constant te blijven (zie bijlage 4.3 en 4.4). Enige minuten na het begin van de infiltratie begon het water uit de toplaag omhoog te komen, vaak in de vorm van fonteintjes met een hoogte van 10 à 20 cm (figuur 4.8 toont hiervan een voorbeeld). Opvallend veel 'fonteintjes' ontstonden op de plaats waar verwacht werd dat een overgang tussen een goed en een minder goed doorlatend deel van de granulaire laag aanwezig is. Aan de teen stroomde op verschillende plaatsen water naar buiten. In het begin was dit water slibhoudend, na verloop van tijd kreeg het een helder aanzien.

De plaatsen waar het water door de toplaag naar buiten kwam waren vooraf niet herkend als plaatsen waar de toplaag lek zou zijn. De bekleding vertoonde daar voorafgaand aan de proef geen vochtvlekken of een groene aanslag. Ook werden geen plaatsen gevonden waar op het oog de penetratie ontbrak.



Figuur 4.8 Uittredend water door de toplaag

De gemeten maximale vervorming in de meetraai bedroeg in het onderste meetpunt ongeveer 15 mm. Hoger op het talud was de verplaatsing 1 tot 5 mm. Eén uur na afloop van de infiltratie was onder aan het talud de verticale verplaatsing nog 6 mm. Hogerop het talud was dit 0 tot 3 mm.

In bijlage 4.5 is voor 3 punten het verloop van zowel de druk als de verplaatsing weergegeven. Hieruit blijkt dat er sprake is van een doorgaande vervorming bij constante druk. De vereiste opwaartse druk voor oplichten van de toplaag is ongeveer 7 kPa. Deze druk is op een aantal punten gehaald en soms iets overschreden tot 9 kPa. Daarna bleek de druk niet verder op te lopen. Er lijkt sprake te zijn van een zelfregulerend mechanisme waardoor de overdruk begrensd wordt.

Het infiltratiedebiet wordt geschat op 50 à 100 m³/uur (1 à 2 m³/uur/m'). Dit is aanzienlijk meer dan vooraf was berekend.

Tijdens de proef bleek het geotextiel dicht te slaan, waardoor de drukken onder de bekleding terugliepen. Vanaf dat moment is met succes het geotextiel schoongehouden door continu te vegen en schoon te spoelen.

Op 26 september is, op een plaats waar twee fonteintjes aanwezig waren, een steen uit de bekleding gelicht om de granulaire laag te inspecteren. De hoogte van deze plek was NAP + 2 m (dit komt ongeveer overeen met gemiddeld hoogwater). Hierbij zijn visueel geen bijzonderheden geconstateerd. Wel bleek water wat in het ontstane gat werd gegoten snel weg te stromen. Dit is in tegenstelling tot hetgeen tijdens de geavanceerde toetsing werd vastgesteld.

Op 27 september (de dag na beëindiging van de infiltratieproef) is de vervorming van het talud gemeten tijdens gebruiksbelasting (normaal getij). De hierbij gemeten verplaatsingen zijn verwaarloosbaar. De tijdens de proef gemeten verplaatsingen zijn dus een gevolg van de proef en niet van het getij.

5 Infiltratieproef Baarland

5.1 Plaats meetlocatie

De Baarlandpolder bevindt zich in de zak van Zuid-Beveland, ten zuiden van Hoedekenskerke. Op 6 augustus 2002 is tijdens een locatiebezoek in overleg tussen RWS-PBZ, Waterschap Zeeuwse Eilanden en GeoDelft de plaats van de meting vastgesteld. Deze bevindt zich bij het oostelijk einde van de Lange polderweg, aan de zuidzijde van de uitstulping, bij km 39.86. De meetlocatie ligt in een flauwe binnenbocht. Bijlage 2.2 toont de plaats van de proef. De ontwerprandvoorwaarden voor dit gedeelte zijn:

- maatgevend hoogwater: MHW = NAP + 5,57 m;
- significante golfhoogte $H_s = 1,78$ m.

Het nummer van het bekledingvak is 39701 en 39702. Volgens mondelinge informatie is de bekleding rond 1988/1989 aangelegd. Direct na aanleg is de bekleding ingegoten.

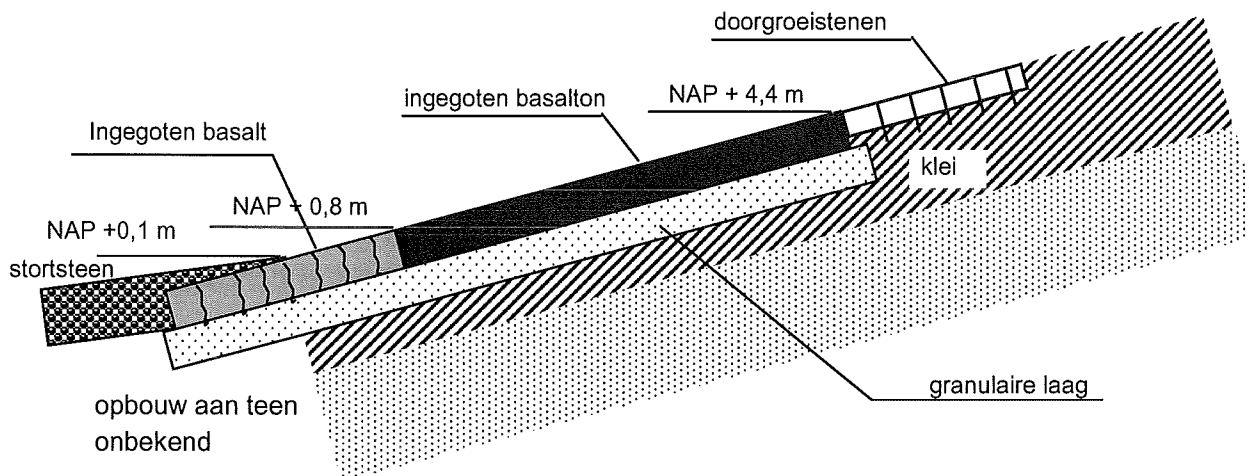
De opbouw van de bekleding bij de meetraai is als volgt:

- stortsteen op voorland, deze stortsteen ligt gedeeltelijk ook op het talud;
- teen op NAP + 0,1 m;
- gepenetreerde basalt tot NAP + 0,8 m, dikte 0,20 à 0,24 m; ingieting ongeveer 0,10 m;
- gepenetreerde basalt tot NAP + 4,4 m, dikte 0,25 m; ingieting varieert tussen 0,10 m en 0,25 m; op het oog lijkt er een verschil te zijn in de basalt en de penetratie boven en onder NAP + 2,8 m, hieronder is sprake van gietasfalt over de koppen van de stenen en daarboven niet;
- doorgroeisteen.

Op de ondertafel is de granulaire laag slecht doorlatend (dichtgeslibd), op de boventafel goed doorlatend. De plaats van de overgang tussen goed en slecht doorlatende granulaire laag is niet vastgesteld. Verwacht wordt dat deze tussen NAP + 2,0 m à NAP + 3,0 m ligt. Onder de granulaire laag is een kleilaag aangetroffen.

De taludhelling is ongeveer 1:2,7.

Figuur 5.1 toont schematisch de opbouw van de bekleding.



Figuur 5.1 Schets opbouw bekleding, niet op schaal

5.2 Getijmeting

Bij de proef op de dijk bij Baarland zijn twee getijmetingen uitgevoerd. De eerste is direct voorafgaand aan de infiltratieproef uitgevoerd en de tweede direct aansluitend op de infiltratieproef. Een eventueel verschil in het verloop van de waterdrukken in de granulaire laag geeft informatie over de verandering van de doorlatendheid van het systeem door de infiltratieproef.

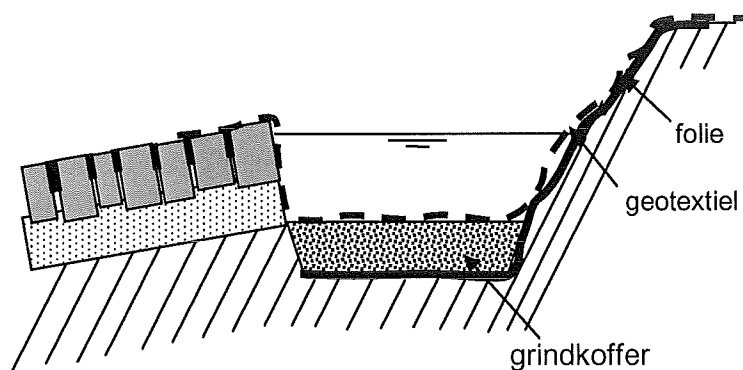
Bijlage 5.1 toont het resultaat van de twee getijmetingen. Het blijkt dat bij de tweede getijmeting de drukken in de granulaire laag sneller reageren op het getij en ook hoger oplopen. Dit resultaat duidt er op dat de doorlatendheid van het systeem is toegenomen door schoonspoelen van de granulaire laag en/of door het ontstaan van een spleet tussen de granulaire laag en de toplaag.

Tijdens de getijmeting vooraf is tevens de vervorming van de toplaag gemeten (zie bijlage 5.2). Volgens deze meting wordt bij normaal getij de toplaag 1 à 2 mm naar beneden wordt gedrukt. Waarschijnlijk is dit een gevolg van elastische vervorming van de dijk.

5.3 Infiltratieproef

De lengte van de infiltratiesloot was 50 m, de breedte was ongeveer 1,2 m. Door de lokale geometrie (ter plaatse is er een uitstulping van de buitenberm van de dijk) lag het meetvak in een binnenbocht en was de infiltratiesloot ook gebogen in het horizontale vlak. Figuur 3.3 toont de meetlocatie met de infiltratiesloot.

Een doorsnede over de infiltratiesloot is weergegeven in figuur 5.2. Op de bodem van de sloot is een waterdicht folie gelegd om de onderliggende klei af te dichten en uitspoeling van klei te voorkomen. Het was de bedoeling dat tegen de granulaire laag een grindkoffer werd geplaatst om het instroomoppervlak van het geotextiel te vergroten (zie figuur 3.4 voor de gewenste vorm). Deze afwijking van de gewenste vorm werd halverwege de proef geconstateerd.



Figuur 5.2 Feitelijke dwarsdoorsnede infiltratiesloot (niet op schaal)

Door het dichtslibben van het geotextiel is na enige uren de instroming in de granulaire laag sterk verminderd en namen de overdrukken aanzienlijk af. Toen dit werd geconstateerd is besloten om het geotextiel te verwijderen en daarmee de instroming in de granulaire laag te vergroten. Het risico dat daarbij de granulaire laag zou verstopen is daarbij geaccepteerd.

Bij deze proef kwam er weinig water door de toplaag. Tijdens de proef ontstonden er geen scheuren of 'fonteinjes'. Dit in tegenstelling tot de situatie bij Kruiningen. Wel ontstonden aan de teen enige grote wellen. In de eerste fase van de proef kwam hier grijs water uit, na enige tijd (ongeveer 0,5 uur) was dit water helder van kleur.

Bijlage 5.3 en 5.4 tonen de gemeten drukken onder de toplaag. De gemeten vervorming van de toplaag tijdens de proef is weergegeven in bijlage 5.5. Let op, de opnemers voor het meten van de druk onder de bekleding zijn genummerd van boven naar beneden en de opnemers voor het meten van de verplaatsing zijn genummerd van onder naar boven.

De gemeten opwaartse druk was maximaal ongeveer 5 kPa. Dit is voldoende om het gewicht van de toplaag te compenseren. Door het dichtslibben van het geotextiel was er tussen ongeveer 12.30 hr en 15.00 hr nauwelijks sprake van infiltratie. Dit is direct te zien in een terugloop van de gemeten drukken en verplaatsingen.

De vervorming van de toplaag was aanzienlijk, ongeveer 3 à 4 cm met uitschieters tot 7 cm. Na afloop van de proef was er sprake van een blijvende vervorming van 2 à 3 cm aan de teen.

Deze verplaatsingen zijn aanzienlijk groter dan tijdens de proef bij Kruiningen.

Ongeveer 15 m ten noorden van de meetraai was sprake van een excessieve verplaatsing. Op dit punt waren geen metingen voorzien zodat de exacte grootte onbekend is. Na afloop van de proef is de bekleding hier opgebroken. Geconstateerd werd dat er een holte tussen de toplaag en de ondergrond aanwezig was. Verder was de bekleding hier ook overgoten en niet ingegoten. Mogelijk was hier voor de proef al sprake van een soort opbolling, maar dat is niet vastgelegd.



Figuur 5.3 Wellen aan teen

Geschat wordt dat het infiltratiedebiet per strekkende meter infiltratiesloot ongeveer 2 à 3 m³/hr/m was. Het dichtslippen van het geotextiel was te merken aan een drastische terugval van het benodigde pompdebiet. De pomp is regelmatig enige tijd afgezet om overlopen van de infiltratiesloot te voorkomen. Tijdens deze fase was het infiltratiedebiet nog ongeveer 1 m³/hr/m.

6 Infiltratieproef Willem-Anna polder

6.1 Plaats meetlocatie

De Willem-Anna polder bevindt zich ten (zuid)oosten van 's-Gravenpolder.

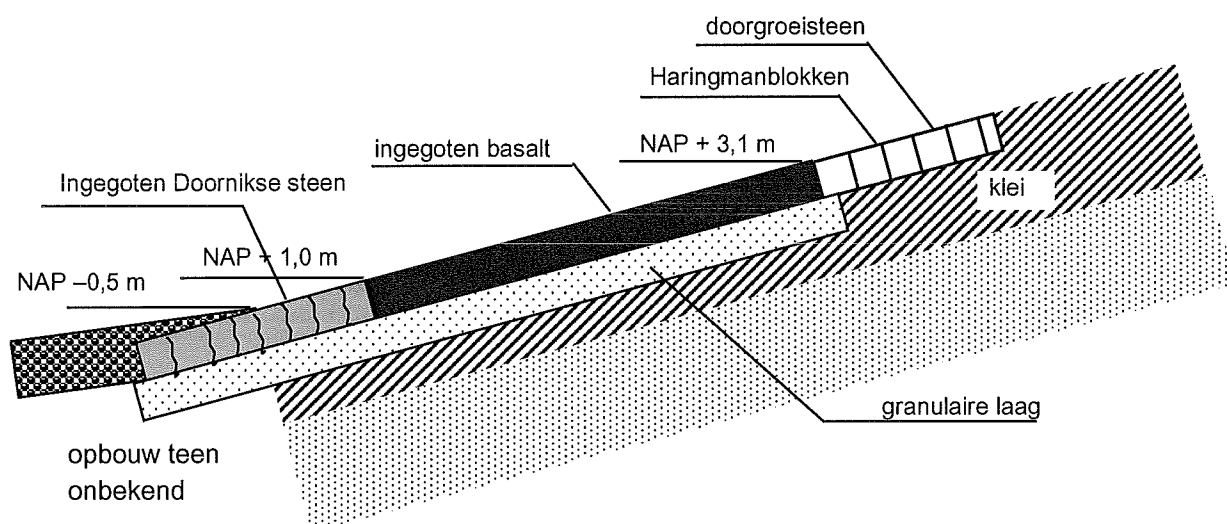
Als locatie voor de infiltratieproef is het gedeelte ten oosten van het zuidelijke einde van de Kreekweg gekozen. Dit punt bevindt zich ongeveer ter hoogte van km 30.5. Tijdens de proef hadden de dijkpalen nog de oude nummering. Volgens deze nummering lag de meetlocatie bij dijkpaal 14.5, tussen twee kleine, alleen bij eb zichtbare kribben. Het nummer van het bekledingvak is 30402. Bijlage 2.2 toont de plaats van de proef.

De ontwerprandvoorwaarden voor dit gedeelte zijn:

- maatgevend hoogwater: MHW = NAP + 4,14 m;
- significante golfhoogte $H_s = 1,91$ m.

De opbouw van de bekleding bij de meetraai is als volgt:

- stortsteen op voorland;
- teen op NAP – 0,5 m;
- gepenetreerde Doornikse steen tot NAP +0,5 m, dikte 0,20 à 0,3 m; ingieting ongeveer 0,1 m;
- gepenetreerde basalt tot NAP + 3,1 m, dikte 0,25 à 0,35 m; ingieting ongeveer 0,1 à 0,3 m;
- Haringmanblokken;
- doorgroeisteen.



Figuur 6.1 Schets opbouw bekleding, niet op schaal

De taludhelling is ongeveer 1:3.4.

De granulaire laag is vrij dun en slecht tot niet doorlatend. Onder de granulaire laag is een kleilaag aangetroffen.

Na aanleg van de infiltratiesloot bleek dat bij de overgang van de basalt naar de Haringmanblokken geen granulaire laag meer te herkennen was en de basalt direct op de klei stond. In deze kleiige laag waren nog wel de stenen van de vlijlaag aanwezig. De lengte waarover basalt direct op de klei stond was niet vast te stellen. Om de mogelijke infiltratie te verbeteren is de bovenkant van de granulaire laag met een hogedrukspuit schoongespoten. Besloten is om de proef door te laten gaan, mede omdat de situatie met een slecht doorlatende granulaire laag onder de boventafel afwijkt van de situatie bij de eerder uitgevoerde proeven bij Kruiningen en de Baarlandpolder.

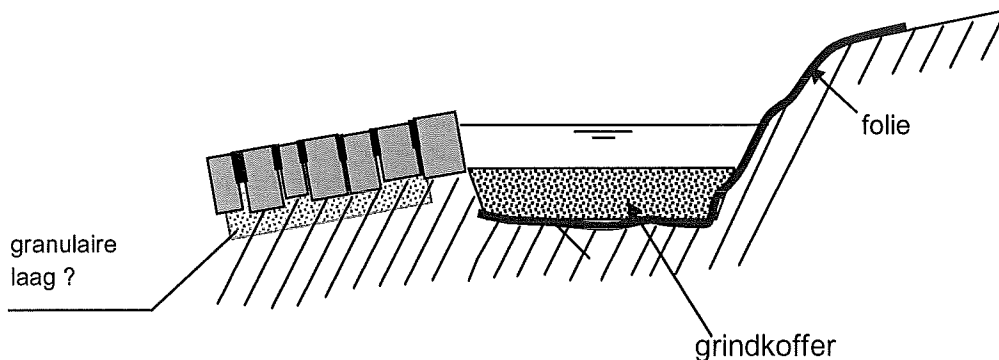
6.2 Getijmeting

De resultaten van de getijmeting voorafgaand aan en volgend op de infiltratieproef zijn weergegeven in bijlage 6.1 (drukken) en 6.2 (verplaatsingen). Evenals bij de meting Baarlandpolder is er direct voorafgaand aan en direct volgend op de infiltratieproef een getijmeting uitgevoerd. De metingen vertonen kleine verschillen. Een belangrijke toename van de doorlatendheid van de granulaire laag is uit deze metingen niet vast te stellen. De verticale verplaatsing van de toplaag is tijdens de eerste getijmeting gemeten. Hieruit bleek de toplaag enige millimeters naar beneden te worden gedrukt. Dit beeld komt overeen met het resultaat bij de meting bij Baarland. Bij Kruiningen was de verticale verplaatsing bij normaal getij echter verwaarloosbaar.

6.3 Infiltratieproef

De meetopstelling bestond uit een infiltratiesloot, gelegen aan de bovenkant van het ingegoten basalt, een meetraai waar zowel de drukken onder de toplaag als de verplaatsing van de toplaag wordt gemeten en een aantal punten voor een regelmatige waterpassing.

De lengte van de infiltratiesloot was 50 m. Voor de aanleg van de sloot zijn drie rijen Haringmanblokken verwijderd zodat de breedte van de sloot 1,5 m is. Figuur 6.2 toont een doorsnede over de infiltratiesloot. Op de bodem van de sloot is een waterdicht folie gelegd om de onderliggende klei af te dichten en uitspoeling van klei te voorkomen. Op deze folie is een grindkoffer geplaatst die tegen de klei aan lag. In tegenstelling tot de andere infiltratieproeven is nu geen geotextiel boven het grindkoffer aanwezig. Deze was oorspronkelijk wel aangebracht, maar bleek op 16 september, bij aanvang van de proef, te zijn verdwenen.



Figuur 6.2 Feitelijke dwarsdoorsnede infiltratiesloot (niet op schaal)



Figuur 6.3 Meetlocatie Willem-Anna polder, de infiltratiesloot staat droog, op de achtergrond is de pomp nog net zichtbaar

Bij deze proef infiltreerde er weinig water in de granulaire laag. De pomp is afwisselend aan- en uitgezet. Geschat wordt dat het infiltratiedebiet per strekkende meter sloot ongeveer $5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ was ($0,2 \text{ m}^3/\text{hr}/\text{m}$). Bij deze proef zijn er geen wellen aan de teen geconstateerd. Wel kwam er plaatselijk wat water door de toplaag naar buiten.

Bijlage 6.3, 6.4 en 6.5 tonen de gemeten drukken onder de toplaag en de verticale verplaatsing van de toplaag. Let op, de opnemers voor het meten van de druk onder de bekleding zijn genummerd van boven naar beneden en de opnemers voor het meten van de verplaatsing zijn genummerd van onder naar boven.

De drukken in de granulaire laag liepen wel enigszins op, bovenaan tot ongeveer 7 kPa. Deze druk is niet of nauwelijks voldoende om het eigengewicht van de toplaag (ongeveer 7,5 kPa) te compenseren. De toplaag zelf werd 1 à 2 mm naar beneden gedrukt, overeenkomstig het gedrag bij de getijmeting. Dit duidt ook op het afwezig zijn van grote overdrukken.

7 Uitgevoerde bureaustudies rekenmethodiek

7.1 Afbakening

De bekleding kan oplichten en vervormen door de golfbelasting, door een statische verschildruk als gevolg van een hoge freatische lijn onder de bekleding, of door een combinatie van beide. Deze belastingen kunnen een vervorming van de toplaag tot gevolg hebben, waardoor er spanningen in de bekleding ontstaan:

- buigend moment;
- dwarskracht (ter plaatse van een mogelijke breuklijn waar een groot oppervlak ten opzichte van het naastliggende oppervlak opgelicht kan worden).

In de eerste bureaustudie (2002) is aangetoond dat golfklappen op een dergelijke constructie slechts kleine buigende momenten tweebrengen. Daarom was geconcludeerd dat die geen aanleiding kunnen zijn voor schade. In de tweede bureaustudie (2003) is geconcludeerd dat de dwarskrachten door golfbelasting zodanig groot zijn ten opzichte van de toelaatbare dwarskrachten dat deze wel kunnen leiden tot schade. De rekenmethode is daarom volledig gericht op die dwarskrachten. In dit hoofdstuk wordt een samenvatting van de tweede bureaustudie gegeven.

7.2 Modellerings belasting

De veldproeven hebben geleid tot de conclusie dat de statische belasting de bekleding over het hele oppervlak iets op kan lichten, waarbij er evenwicht is tussen de zwaartekracht van de toplaag en het stijghoogteverschil als gevolg van de statische belasting. Dit evenwicht, met een dunne waterlaag tussen de toplaag en het filter, vormt het uitgangspunt voor de beoordeling van de stabiliteit bij een combinatie van statische belasting en golfbelasting.

De golfbelasting bestaat uit de golfklap en stijghoogteverschil over de toplaag tijdens maximale golfneerloop (golffront).

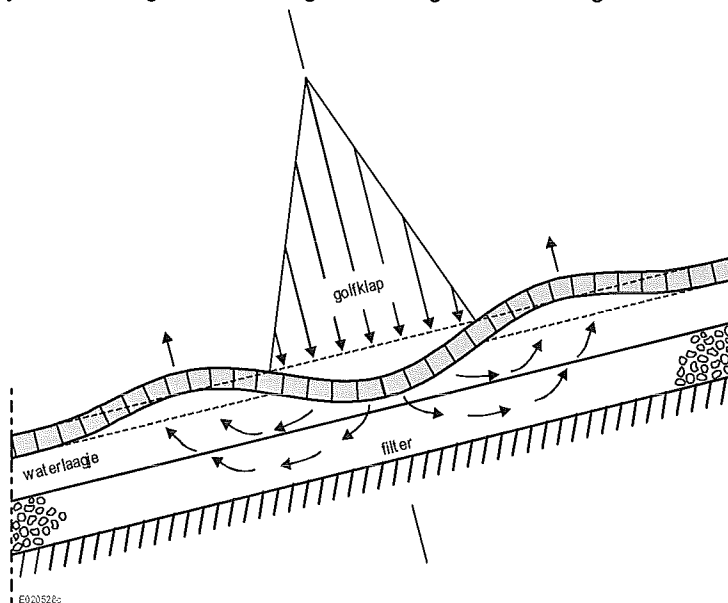
Een eventueel dun waterlaagje tussen de toplaag en het filter kan grote gevolgen hebben voor de stabiliteit onder golfaanval. De opwaartse verschildruk die ontstaat net vóór de golfklap zal bij een toplaag die goed aansluit op een dichtgeslibde filterlaag nauwelijks kunnen leiden tot een opwaartse beweging. Dit komt omdat het water nauwelijks kan toestromen naar het deel van de toplaag dat omhoog wil bewegen (verhinderde toestroming naar de groeiende ruimte onder een bewegende toplaag). Als er echter een waterlaagje aanwezig is, dan kan het watertransport daardoor plaatsvinden.

Verder kan de neerwaartse belasting tijdens de golfklap voor een belangrijk deel gedragen worden door de filterlaag als de toplaag daarop goed aansluit. Met het waterlaagje ertussen zal er tijdens elke golfklap buiging ontstaan in de toplaag, die buigspanningen en grote dwarskrachten met zich meebrengen.

Ook als er een goed functionerend waterslot langs de bovenzijde van de ingegoten bekleding is aangebracht, kan tijdens golfneerloop de bekleding korte tijd enigszins opgelicht worden, waardoor er een waterlaagje tussen toplaag en granulaire laag vormt.

De belasting door de golfklap blijkt maatgevend te zijn ten opzichte van die tijdens de maximale golfneerloop, en is hierna verder uitgewerkt.

Als de toplaag op een dunne waterlaag rust, zal een golfklap de bekleding plaatselijk omlaag drukken. Het water dat daar onder de toplaag aanwezig is, zal door deze beweging opzij geperst worden, hetgeen gepaard gaat met een verhoogde stijghoogte in dit gebied. Deze verhoogde stijghoogte in het dunne waterlaagje en in het filter zal zich ook uitstrekken tot naast het gebied waar de golfklap plaatsvindt. Daardoor zal naast het golfklapgebied de bekleding juist omhoog willen bewegen. Dit is geschetst in figuur 7.1.



Figuur 7.1 Schematische weergave van de beweging van de toplaag als gevolg van de golfklap

De druk van de golfklap wordt voor een deel gebruikt om de toplaag te buigen, en voor een deel wordt het gebruikt om het water in het waterlaagje en in de filterlaag opzij te persen (en de traagheidskrachten te overwinnen). Naarmate de doorbuiging groter wordt, zal er meer druk nodig zijn om de doorbuiging in stand te houden. De druk die nodig is om het water weg te persen, is evenredig met de snelheid waarmee de toplaag omlaag beweegt, en niet afhankelijk van de grootte van de doorbuiging. Naarmate de snelheid toeneemt zal ook het water met een grotere snelheid moeten wegstromen en daar moet een grotere stromingsweerstand voor overwonnen worden.

Voor dit gecompliceerde dynamische gedrag van de toplaag tijdens de golfklap is een rekenmethode opgesteld om de orde van grootte van de toplaagbeweging en de daarmee samenhangende dwarskrachten te kwantificeren. Deze methode is onderstaand kort samengevat.

Een deel van de golfklapbelasting zal gebruikt worden om de toplaag te buigen, terwijl de rest wordt opgevangen door de verhoogde waterdruk in het dunne waterlaagje onder de toplaag. Op basis van de bekende doorbuiging kan berekend worden hoeveel van de golfklapbelasting kennelijk gebruikt is voor de doorbuiging. Immers, er is een directe relatie tussen de belasting van een balk en de doorbuiging ervan. Als hiermee het deel van de golfklapbelasting berekend is, dat gebruikt is voor het buigen van de toplaag, dan is de rest beschikbaar voor het wegpersen van het water onder de toplaag.

De verhoogde stijghoogte in het filter onder de golfklap is ook op enige afstand van de golfklap nog aanwezig en veroorzaakt een verhang in het filter en in het dunne waterlaagje. Met een

doorlatendheidsrelatie is dit verhang om te rekenen naar een debiet. Dit debiet is nu evenredig met de snelheid waarmee de toplaag omlaag beweegt. Die snelheid, vermenigvuldigd met de grootte van de tijdstap, levert nu de grootte van de doorbuiging in de tweede tijdstap, waarna de hele rekenprocedure in de tweede en volgende tijdstappen kan worden herhaald.

Concreet gaat het rekenproces als volgt:

1. start van de berekening;
2. berekening van de golfklapgrootte;
3. berekening van de stijghoogte onder de toplaag;
4. berekening van het debiet in het dunne water laagje en het filter onder de golfklap;
5. berekening van de snelheid van de toplaag;
6. berekening van de grootte van de doorbuiging in de tweede tijdstap;
7. berekening van de golfklapgrootte en herhaling van stap 3 t/m 7 tot het maximum van de golfklap.

In bijlage 7.1 is dit verder uitgewerkt.

Door een aantal berekeningen uit te voeren is aangetoond dat het resultaat nauwelijks afhangt van de stapgrootte en de beginwaarden, mits er minstens 20 stappen worden doorlopen en het begintijdstip relatief klein wordt genomen t.o.v. de golfklapduur.

7.3 Resultaten

De rekenmethode is toegepast op de ingegoten bekleding bij Kruiningen. Hoewel er veel gegevens van die bekleding beschikbaar zijn vanwege de vele metingen die daarop zijn uitgevoerd, zijn helaas toch nog niet alle eigenschappen bekend. Daarom zijn er berekeningen gemaakt volgens vier scenario's. De eerste twee zijn zo gekozen dat de berekende dwarskrachten zo groot mogelijk zijn, terwijl de derde juist een zo klein mogelijke dwarskracht oplevert. Het vierde scenario is een zo goed mogelijke schatting van de werkelijkheid. De gebruikte parameters zijn vermeld in tabel 7.1. Het resultaat is grafisch gegeven in figuur 7.2.

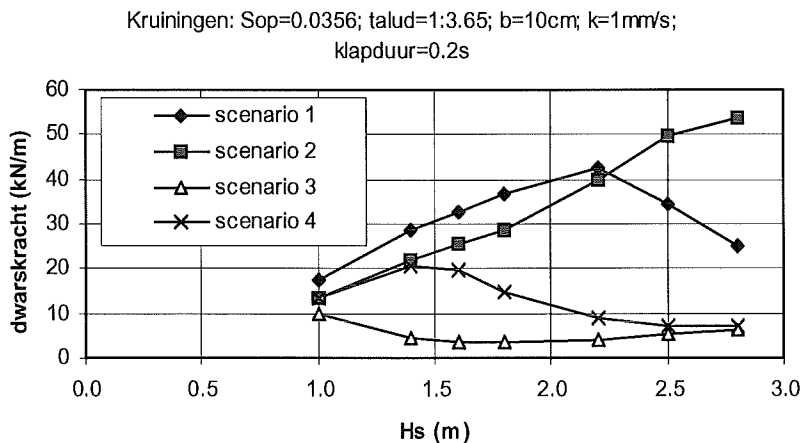
scenario	s_{op} [-]	$\tan\alpha$ [-]	E [GPa]	D [m]	d [m]	k_{nik} [m]	b [m]	k [m/s]	B_{klap}/H_s [-]
1	0,036	0,274	50	0,25	0,010	0,001	0,10	0,001	1,7
2	0,036	0,274	50	0,25	0,010	0,001	0,10	0,001	1,3
3	0,036	0,274	10	0,25	0,003	0,003	0,10	0,001	1,3
4	0,036	0,274	27	0,20	0,004	0,002	0,10	0,001	1,3

Tabel 7.1 Invoerparameters diverse scenario's

De betekenis van de symbolen is:

- s_{op} : golfsteilheid;
- $\tan\alpha$: taludhelling;
- E : elasticiteitsmodulus toplaag;
- D : dikte toplaag;
- d : dikte waterlaagje tussen toplaag en granulaire laag;

- k_{nik} : Nikuradse ruwheid spleetwand;
- b : dikte filterlaag;
- k : doorlatendheid filter;
- B_{klap}/H_s : verhouding breedte golfklap en golfhoogte.

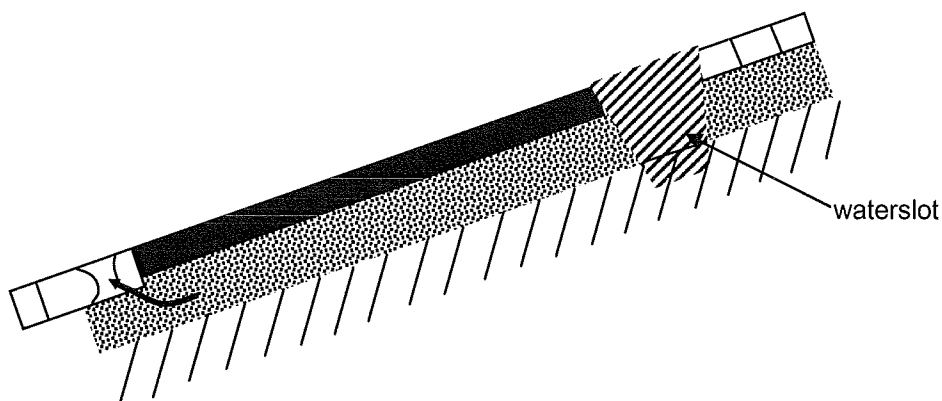


Figuur 7.2 Berekende dwarskracht in de bekleding van Kruiningen

De sterkte van de toplaag is bepaald uit de resultaten van de uitgevoerde trekproeven. Voor een schatting van de dwarskracht bij bezwijken gaat het om de trekkracht die nodig is om een blok uit de bekleding te trekken. Er kan aangenomen worden dat de trekkracht gelijk is aan de dwarskracht op het contactvlak van de getrokken zuil en de omliggende zuilen. De dwarskracht Q , per meter bekleding, is dus gelijk aan de trekkracht gedeeld door de omtrek van de getrokken zuil. Uit de metingen was gebleken dat de trekkracht bij bezwijken gelijk was aan 23 kN, terwijl de omtrek ongeveer 0,86 m was. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de geschatte dwarskracht bij bezwijken ongeveer gelijk is aan $23/0,86 = 26 \text{ kN/m}$.

De maximaal berekende dwarskracht volgens het meest realistische scenario (scenario 4) is met 20 kN/m iets kleiner dan de bezwijkbelasting. Hierbij is nog geen rekening gehouden met belastingfactoren, materiaalfactoren en tijdsafhankelijke effecten (kruip en vermoeiing). Dit maakt het moeilijk om een betrouwbare conclusie te trekken met betrekking tot de stabiliteit van de bekleding.

Een mogelijke constructie is om de filterlaag onder de ingegoten steenzetting aan de bovenzijde waterdicht te maken met een zogenaamd waterslot. Dit waterslot kan bijvoorbeeld een dichte overgangsconstructie zijn of een kleiplug. Figuur 7.3 toont een mogelijke constructie.

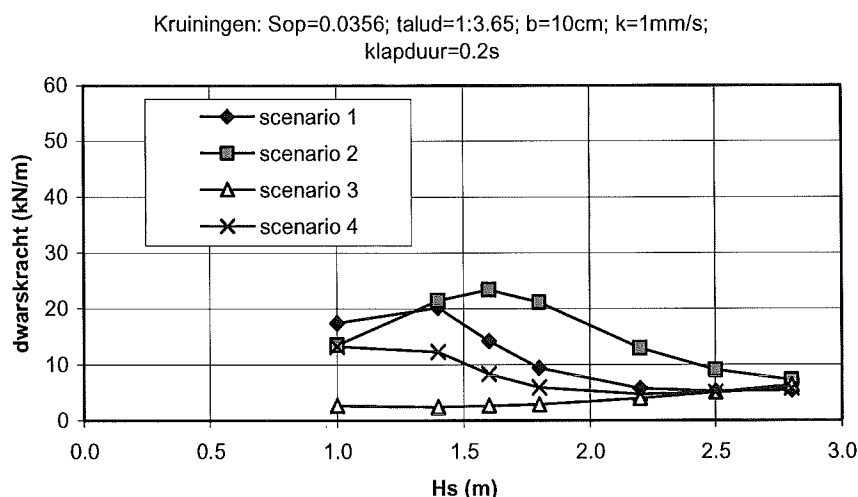


Figuur 7.3 Principe waterslot

Hierdoor zal de bekleding veel minder worden opgelicht. Ook voor dit alternatief zijn berekeningen gemaakt. De gebruikte parameters staan in tabel 7.2, het berekeningsresultaat in figuur 7.3. Afgezien van de dikte van het waterlaagje tussen toplaag en granulaire laag zijn de gebruikte parameters gelijk aan die bij de eerder berekening.

scenario	s_{op} [-]	$\tan\alpha$ [-]	E [GPa]	D [m]	d [m]	k_{nik} [m]	b [m]	k [m/s]	B_{klap}/H_s [-]
1	0,036	0,274	50	0,25	0,002	0,001	0,10	0,001	1,7
2	0,036	0,274	50	0,25	0,002	0,001	0,10	0,001	1,3
3	0,036	0,274	10	0,25	0,001	0,003	0,10	0,001	1,3
4	0,036	0,274	27	0,20	0,002	0,002	0,10	0,001	1,3

Tabel 7.2 Invoerparameters diverse scenario's



Figuur 7.4 Berekende dwarskracht in de bekleding van Kruiningen, met waterslot

Het resultaat van de berekening is in het ongunstigste scenario een maximale dwarskracht van 24 kN/m en in het gunstigste scenario van 4 kN/m. De berekende dwarskracht blijft dus net iets kleiner dan de toelaatbare dwarskracht. De verschillen zijn echter klein.

Tabel 7.3 toont de verschillen tussen de situatie met en zonder waterslot.

scenario	berekende dwarskracht [kN/m]	
	zonder waterslot	met waterslot
1	40	20
2	35	24
3	10	4
4	20	14

Tabel 7.3 Berekende maximum dwarskrachten in toplaag, voor locatie Kruiningen ($H_s \leq 2$ m)

Gezien het feit dat de berekende dwarskracht kleiner blijft dan de toelaatbare, en de plausibele aanname dat de werkelijke sterkte wellicht nog veel groter is, is voorgesteld bij Kruiningen de bekleding met waterslot voorlopig het toetsresultaat 'voldoende' te geven. Als aanvullend onderzoek een meer nauwkeurige rekenmethode voor de dwarskracht heeft opgeleverd en aanvullende metingen een beter zicht hebben gegeven op de toelaatbare dwarskracht, dan kan het definitieve toetsresultaat gegeven worden. Tot die tijd is gesteld dat het onverstandig deze bekleding te renoveren.

8 Samenvatting, conclusies en aanbevelingen

8.1 Samenvatting uitgevoerd onderzoek

Op drie locaties zijn veldproeven uitgevoerd om het gedrag van een ingegoten bekleding bij statische overdruk vast te stellen.

Bij twee locaties (Kruiningen en Baarland) was er sprake van een goed doorlatende granulaire laag onder de boventafel en een dichtgeslibde granulaire laag onder de ondertafel. Bij deze proeven was een groot infiltratiedebiet nodig. De drukken onder de toplaag liepen op tot een waarde die nodig is om het eigen gewicht van de toplaag te compenseren. Veel groter dan deze waarde werden de drukken echter niet. Het water kwam via wellen aan de teen en gedeeltelijk ook via gaten en/of scheuren in de toplaag naar buiten. De hoeveelheid water die via de toplaag uit de granulaire laag stroomt, hangt af van de kwaliteit van de ingieting. De kleur van het uittredende water aan de teen (eerst grijs, later helder) duidt op schoonspoelen van de granulaire laag. De getijmetingen bij Baarland voor en na de infiltratieproef wijzen ook op schoonspoelen van de filterlaag.

Na afloop van de proef bij Kruiningen en Baarland was er sprake van een restverplaatsing. Er is niet gemeten of deze verplaatsing blijvend is dan wel in de dagen en weken na afloop van de proef weer verdwijnt.

Bij de derde locatie (Willem-Anna polder) was de granulaire laag dichtgeslibd en bovenaan nauwelijks tot niet meer als zodanig herkenbaar. Hier lukte het niet om veel water te infiltreren en grote overdrukken onder de toplaag op te bouwen. De bekleding kwam hier dus ook niet omhoog.

De trekproef bij Kruiningen toonde aan dat bekleding bij constante belasting kruipt. Een aantal verplaatsingsmetingen tijdens de verschillende infiltratieproeven vertonen ook een gedrag dat ook in de richting van kruip wijst. Dit betekent dat bij langdurend aanwezige belasting die groter is dan het eigen gewicht van de bekleding de vervorming van de toplaag in de loop der tijd zal toenemen. Tijdens de infiltratieproeven is ook geconstateerd dat bij gelijkblijvende druk onder de bekleding de verplaatsing langzaam toeneemt, zie bijvoorbeeld bijlage 4.5. In absolute grootte bleven de vervormingen beperkt en hebben deze niet tot bezwijken geleidt.

Tijdens de uitgevoerde bureaustudies is gekeken naar mogelijk bezwijken van de toplaag op een combinatie van overdruk en golfbelasting. Daarbij is aangenomen dat de toplaag 'drijft' op een waterfilmpje. Zowel de mogelijkheid dat de toplaag bezwijkt door een te groot moment als door een te grote dwarskracht is daarbij beschouwd. In hoeverre tijdens de maatgevende omstandigheden sprake zal zijn van dit opdrijven is nog niet onderzocht.

8.2 Voorlopige conclusies

De uitgevoerde veldproeven tonen aan dat, bij de getoetste configuraties, bezwijken van de bekleding door alleen overdruk onwaarschijnlijk is. Wel komt de toplaag iets omhoog en ontstaan er mogelijk kleine scheurtjes. Bij grote drukverhangen over een dichtgeslibde granulaire laag lijkt deze schoon te spoelen.

Bij een volledig dichtgeslibde granulaire laag kan er nauwelijks water in de granulaire laag infiltreren en ontstaan er daardoor geen overdrukken van betekenis.

Bij een overdruk die voldoende is om de bekleding omhoog te drukken is nog geen bezwijken geconstateerd. Andere mechanismen, zoals het ontstaan van een spleet tussen de toplaag en de granulaire laag, schoonspoelen van de granulaire laag en mogelijk het ontstaan van haarscheurtjes in de toplaag, gaan een rol spelen. Hierdoor ontstaat er een evenwichtssituatie waarbij de toplaag op een waterfilm kan gaan drijven. Geïnfiltreerd water kan in deze situatie relatief makkelijk wegstromen en bouwt geen verdere overdrukken op.

Een mogelijk kritieke situatie is nog die waarbij de granulaire laag onder de boventafel open is en er aan de onderkant of halverwege de ingegoten bekleding een dichte overgangsconstructie aanwezig is (zie figuur 2.2). In die situatie kan er zich ter plaatse van de overgang een grote wateroverdruk opbouwen. Een kleine verplaatsing van de toplaag is dan niet voldoende om alsnog de benodigde afvoercapaciteit te leveren. De hele overgangsconstructie of teenconstructie moet immers, afhankelijk van wat de zwakste schakel is, uit de onderliggende kleilaag of uit de toplaag worden getrokken. Deze situatie wijkt daarmee essentieel af van de situatie bij een overgang van een goed naar een slecht doorlatend filter. In dat geval resulteert een kleine verplaatsing van de toplaag in een spleet tussen de toplaag en het slecht doorlatende filter waardoor de afvoercapaciteit toeneemt.

Om voldoende waterdruk op te bouwen moet wel voldoende water via de boventafel in de granulaire laag kunnen infiltreren, hetzij als lekkage door de toplaag, hetzij via de bovenrand van de ingegoten bekleding. Het laatste debiet kan via een waterslot worden beperkt.

Het gedrag van de bekleding bij een combinatie van overdruk en golfbelasting is in het veld niet proefondervindelijk vastgesteld. Bij de ontwikkelde rekenmethode voor de dwarskrachten in ingegoten steenzettingen tijdens golfklappen is uitgegaan van een toplaag op een dun waterlaagje als gevolg van statische overdruk. De eerste berekeningen met de rekenmethode geven aan dat dan de belasting van dezelfde orde van grootte is als de sterkte. De sterkte kon afgeleid worden uit de resultaten van trekproeven. De optredende buigende momenten tijdens golfklappen geven juist een veel kleinere belasting, net als de dwarskrachten tijdens de golfneerloop.

De resultaten tot nu toe bevestigen het vermoeden dat een ingegoten bekleding aanzienlijk sterker is dan volgt uit de huidige methode van toetsing die uitgaat van bezwijken door statische overdruk. De uitgevoerde bureaustudies geven aan dat bij een combinatie van opdrijven en golfbelasting mogelijk grote dwarskrachten in de toplaag ontstaan. Nader onderzoek is echter nodig om aan te tonen of deze dwarskrachten zo groot kunnen worden dat dit tot bezwijken leidt. Ook dient te worden onderzocht of de combinatie van golfklappen en oplichten tijdens maatgevende omstandigheden zal optreden.

Het onderzoek heeft nog niet geleid tot een betere toetsmethode. Dit komt mede omdat nog niet met zekerheid is vastgesteld waarop moet worden getoetst. In de volgende paragraaf wordt nader ingegaan op mogelijke bezwijkmechanismen.

Het uitgevoerde onderzoek heeft het inzicht in het gedrag van een ingegoten bekleding onder maatgevende omstandigheden aanzienlijk vergroot. Duidelijk is dat de huidige toetsmethode niet adequaat is voor dit type bekledingen. Afkeuren van een ingegoten bekleding op basis van de huidige toetsmethode is daarom niet terecht. Uit financieel oogpunt is het verstandig om, waar mogelijk, het vervangen van ingegoten bekledingen voorlopig uit te stellen totdat meer duidelijkheid is over de toetswijze. Vroegtijdig vervangen van ingegoten bekledingen kan resulteren in onnodige kosten.

8.3 Mogelijke bezwijkmechanismen

De eerste vraag bij nader onderzoek is wat onder bezwijken moet worden verstaan. Een bekleding kan worden geacht te zijn bezwiken indien deze zijn functie niet meer kan vervullen. Deze functie is het beschermen van de dijk tegen golfbelasting. Bezwijken van de toplaag is dus te definiëren als een dusdanige beschadiging van de toplaag dat materiaal van het achterliggende dijklichaam door golven of uitspoeling kan verdwijnen.

Het aspect 'reststerkte' (tijdens een storm kan niet voldoende materiaal verdwijnen om de stabiliteit van de dijk in gevaar te brengen) wordt hierbij, conform de huidige werkwijze, niet in beschouwing genomen.

Van bezwijken is dus sprake als de vervormingen van de toplaag te groot worden en er grote scheuren in de toplaag ontstaan, als door golven stukken uit de bekleding worden gedrukt of als er anderszins aanzienlijke openingen in de toplaag ontstaan waardoor onderliggend materiaal kan verdwijnen.

Mogelijke bezwijkmechanismen voor een ingegoten bekleding zijn afschuiven van de toplaag, uitknikken van de toplaag, onacceptabele verticale verplaatsing van de toplaag en breuk van de toplaag door golfbelasting, in combinatie met overdruk onder de toplaag.

Gezien de ervaringen bij de infiltratieproeven zijn, in situaties die vergelijkbaar zijn met de situatie tijdens de proeven (zoals de aanwezigheid van een redelijk open teenconstructie en de afwezigheid van dichte overgangsconstructies), knik, afschuiving en verticale verplaatsing van de toplaag als gevolg van statische overdruk geen relevante bezwijkmechanismen. Het meest waarschijnlijke bezwijkmechanisme lijkt momenteel breuk van de toplaag waardoor een deel van de bekleding door golven uit de bekleding kan worden verwijderd. Hierbij spelen aspecten als sterkte, stijfheid en vermoeiingsgedrag van de ingegoten bekleding een rol. Eventueel kunnen knik, afschuiving en verticale belasting van de toplaag in combinatie met golfbelasting en statische overdruk wel een rol spelen.

8.4 Vervolgonderzoek

Vastgesteld moet worden dat er sprake is van een relatief onontgonnen kennisgebied. De onzekerheden zijn groot. De mogelijk te behalen winst bij verder onderzoek is dat echter ook.

Een mogelijk vervolgonderzoek wordt beschreven in het 'Onderzoeksprogramma steenzettingen 2003-2006, deelplan 9: Ingegoten steenzettingen'. Deze bestaat uit de volgende 10 stappen:

1. vaststellen mechanische eigenschappen bekleding;
2. verbeteren formules golfklap;
3. verbeteren concept rekenmethode voor dwarskracht in toplaag;
4. verifiëren rekenmethode aan de hand van metingen in de Deltagoot uit 1997;
5. verzamelen praktijkgevallen;
6. uitvoeren infiltratieproef op bekleding met dichte teen;
7. uitvoeren infiltratieproef op overgoten bekleding;
8. onderzoek naar gevolgen bezwijken op dwarskracht;
9. verificatieproef in de Deltagoot;
10. opstellen praktijkgerichte toetsmethodiek.

Voor een uitgebreidere beschrijving wordt naar het bovengenoemde deelplan verwezen. Het valt buiten het kader van dit rapport om dit plan te becommentariëren.

Bijlage 2.1 Afleiding maximum stijghoogteverschil bij dichte toplaag en open teen

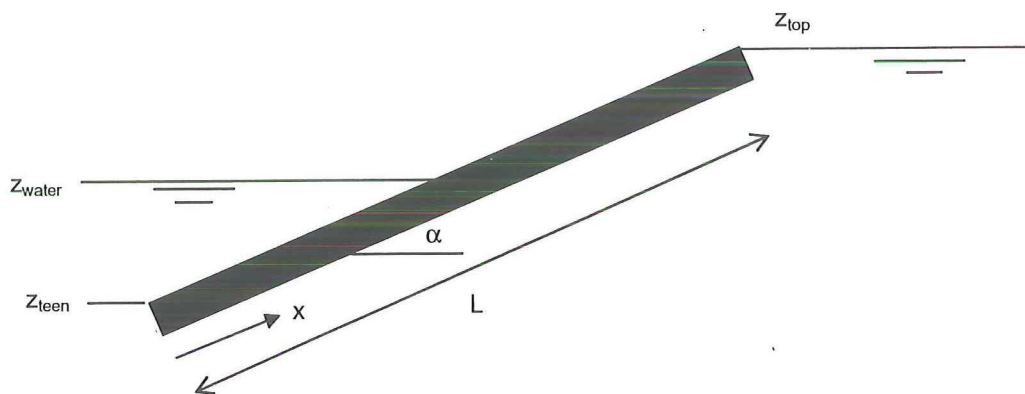
In deze bijlage wordt een afleiding gegeven van het maximum stijghoogteverschil over een dichte toplaag (ingegoten bekleding) bij een open teen.

Gebruikte symbolen:

h : stijghoogte;
z : plaatshoogte;
L : lengte dichte bekleding;
x : plaatscoördinaat, gemeten langs talud.

Situatie:

Beschouwd wordt de situatie van een dichte bekleding. De bovenkant ligt op z_{top} en de onderkant op z_{teen} . De buitenwaterstand ligt op z_{water} . Zie verder onderstaande schets.



De lengte van de bekleding is:

$$L = \frac{z_{top} - z_{teen}}{\sin \alpha}$$

Afleiding:

Verondersteld wordt dat de teen volledig open is en dat de toplaag volledig dicht is.

Voor de stijghoogte onder de bekleding geldt dus het volgende.
Aan de teen is de stijghoogte gelijk aan de buitenwaterstand, dus:

$$h_{0,teen} = z_{water}$$

Boven aan de bekleding is de stijghoogte:

$$h_{0,top} = z_{top} \text{ (als de filterlaag volledig vol staat met water).}$$

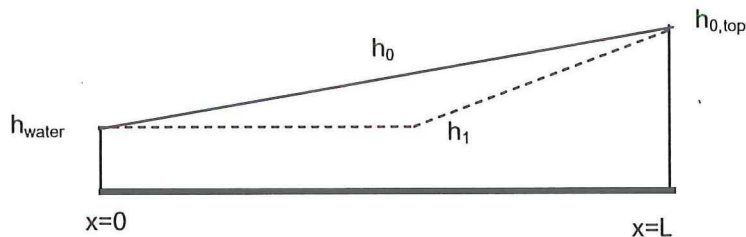
Hiertussen verloopt de stijghoogte lineair. Als functie van de plaats is de stijghoogte dus:

$$h_0(x) = h_{0,teen} + \frac{h_{0,top} - h_{0,teen}}{L} * x = z_{water} + \frac{h_{0,top} - z_{water}}{z_{top} - z_{teen}} * \sin(\alpha) * x$$

Boven de bekleding is de stijghoogte op het onderste gedeelte (het gedeelte dat onder water staat) gelijk aan de buitenwaterstand dus $h_1 = z_{water} = h_{water}$.

Boven de buitenwaterstand is de stijghoogte gelijk aan de plaatshoogte, dus gelijk aan de bovenkant van de bekleding. De 'stijghoogte' verloopt hier dus van z_{water} tot z_{top} .

In de volgende figuur is het verloop van de stijghoogte grafisch weergegeven.



Het grootste stijghoogteverschil is aanwezig t.p.v. de buitenwaterstand. Dit is bij:

$$x = \frac{z_{water} - z_{teen}}{\sin \alpha}$$

De stijghoogte onder de toplaag aldaar bedraagt:

$$h_0(x) = h_{0,teen} + \frac{h_{0,top} - z_{water}}{z_{top} - z_{teen}} * \sin(\alpha) * x = h_{water} + \frac{h_{0,top} - z_{water}}{z_{top} - z_{teen}} * \sin(\alpha) * \frac{z_{water} - z_{teen}}{\sin \alpha} =$$

De stijghoogte op de toplaag is:

$$h_1 = z_{\text{water}} = h_{\text{water}}$$

Het stijghoogteverschil wordt daarmee:

$$\Delta h = h_0 - h_1 = \frac{h_{0,\text{top}} - z_{\text{water}}}{z_{\text{top}} - z_{\text{teen}}} * (z_{\text{water}} - z_{\text{teen}})$$

Het maximum stijghoogteverschil is dus een functie van de buitenwaterstand z_{water} .

Door differentiatie van bovenstaande uitdrukking voor Δh naar z_{water} is eenvoudig af te leiden dat het maximum stijghoogteverschil wordt bereikt voor

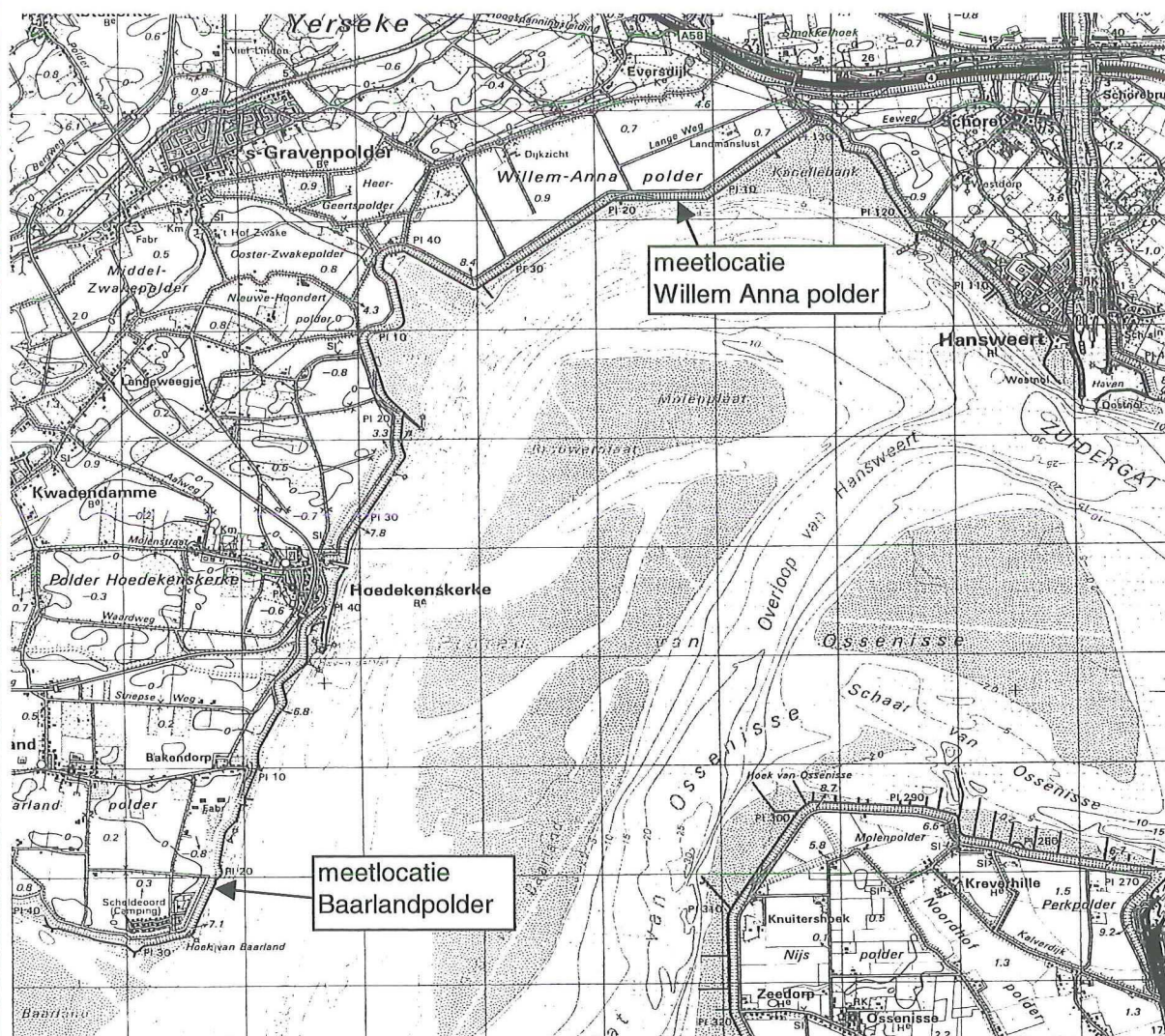
$$z_{\text{water}} = \frac{1}{2}(z_{\text{top}} + z_{\text{teen}})$$

Invullen hiervan in de uitdrukking voor het stijghoogteverschil geeft:

$$\Delta h = h_0 - h_1 = \frac{h_{0,\text{top}} - \frac{1}{2}z_{\text{top}} - \frac{1}{2}z_{\text{teen}}}{z_{\text{top}} - z_{\text{teen}}} * (\frac{1}{2}z_{\text{top}} + \frac{1}{2}z_{\text{teen}} - z_{\text{teen}}) = \frac{\frac{1}{2}z_{\text{top}} - \frac{1}{2}z_{\text{teen}}}{z_{\text{top}} - z_{\text{water}}} * (\frac{1}{2}z_{\text{top}} - \frac{1}{2}z_{\text{teen}})$$

$$\Delta h = h_0 - h_1 = \frac{1}{4}(z_{\text{top}} - z_{\text{teen}})$$

Bijlage 2.2 Plaats infiltratieproeven



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

datum
2003-06-20

get.
Mey

CO - 410220

gez.

BIJL. 2.2

form.
A4

Plaats infiltratieproeven

Bijlage 2.3 Overzicht uitgebrachte rapporten

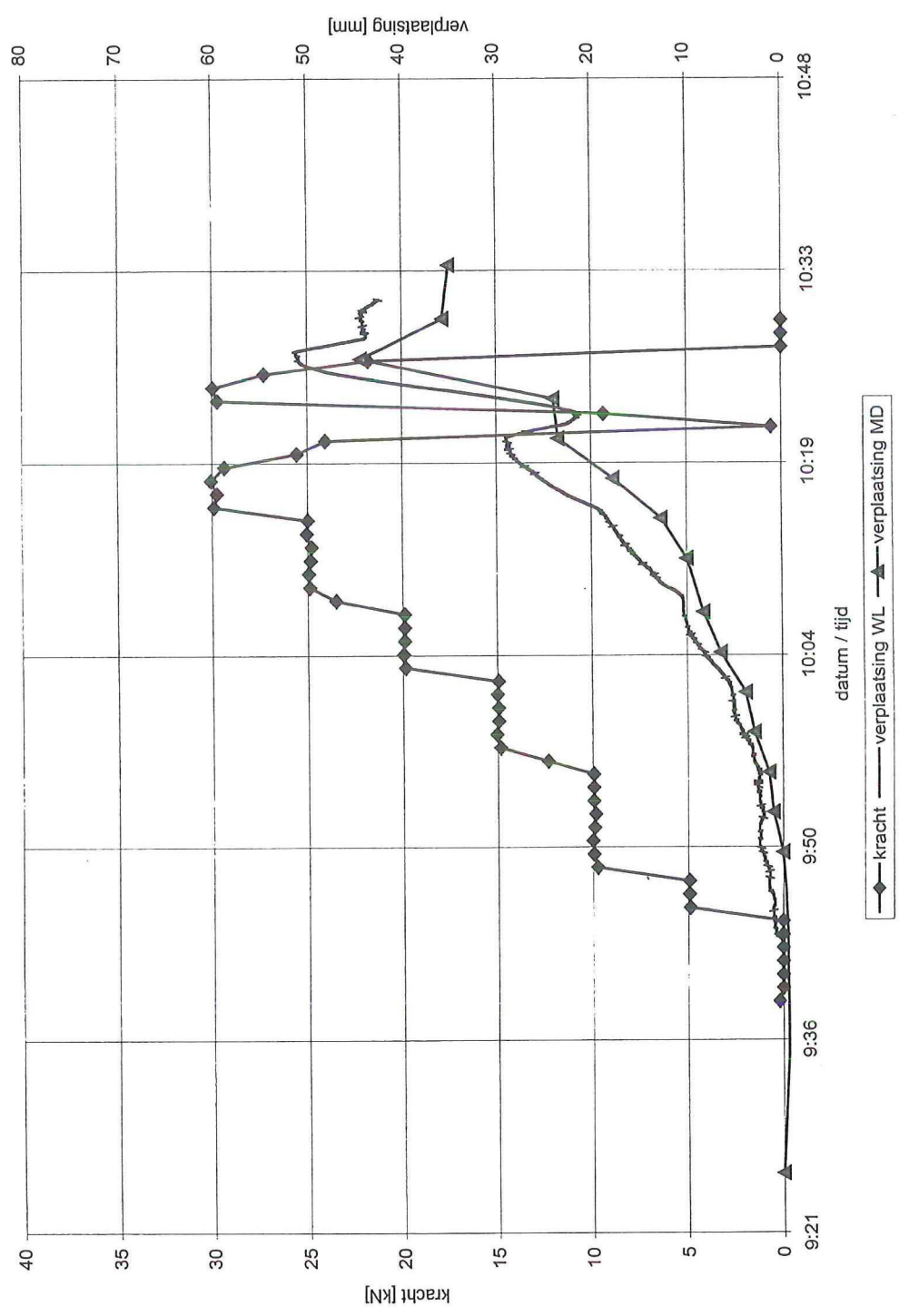
De volgende rapporten zijn in het kader van het onderzoek naar een toetsingsmethode uitgebracht:

1. geavanceerde toetsing van de Kruiningenpolder en de Oost-Inkelenpolder, definitief, CO-388710/91, versie 1, januari 2001 (GeoDelft);
2. getijmeting Oost-Inkelenpolder, definitief, CO-400970.0023, versie 1, oktober 2001 (GeoDelft);
3. predictieberekeningen infiltratieproef basaltbekleding met Seep/W, definitief, CO-400970.0014, versie 2, januari 2002 (GeoDelft);
4. haalbaarheidsstudie toetsing ingegoten/overgoten dijkbekleding Kruiningen, trekproeven, definitief, CO-400970/301/19, oktober 2001 (GeoDelft);
5. verplaatsingsmetingen tijdens trekproeven op ingegoten basalt, definitief, H3990.20, november 2001 (WL|Delft Hydraulics);
6. numerieke simulaties zuilenbekleding met gietasfalt voegen, definitief, 2001-NM-R014, 10 februari 2002 (TNO Bouw);
7. meetverslag infiltratieproef Kruiningen, definitief, CO-400970.0025, februari 2002 (GeoDelft);
8. verplaatsingsmetingen tijdens inpompproef bij Kruiningen, versie 2 (definitief), H3990, februari 2002 (WL|Delft Hydraulics);
9. infiltratieproef Kruiningen, hoofdrapport, definitief, CO-400970.0024, versie 2, maart 2002 (GeoDelft);
10. infiltratieproef Baarlandpolder, CO-406350.0024, versie 1, november 2002 (GeoDelft);
11. infiltratieproef Willem-Anna polder, CO-406350.0025, versie 1, november 2002 (GeoDelft);
12. verplaatsingsmetingen tijdens inpompproeven bij Baarland en Willem-Anna polder, H4148, concept, oktober 2002 (WL|Delft Hydraulics);
13. ingegoten steenzettingen, H3167, + juli 2002 (WL|Delft Hydraulics);
14. dwarskracht in ingegoten basalt tijdens golfaanval, H4134, concept, februari 2003 (WL|Delft Hydraulics).

De rapporten 1 t/m 9 beschrijven het onderzoek ten behoeve van de infiltratieproef bij Kruiningen. Hierbij is rapport 9 een samenvatting van de rapporten 1 t/m 8.

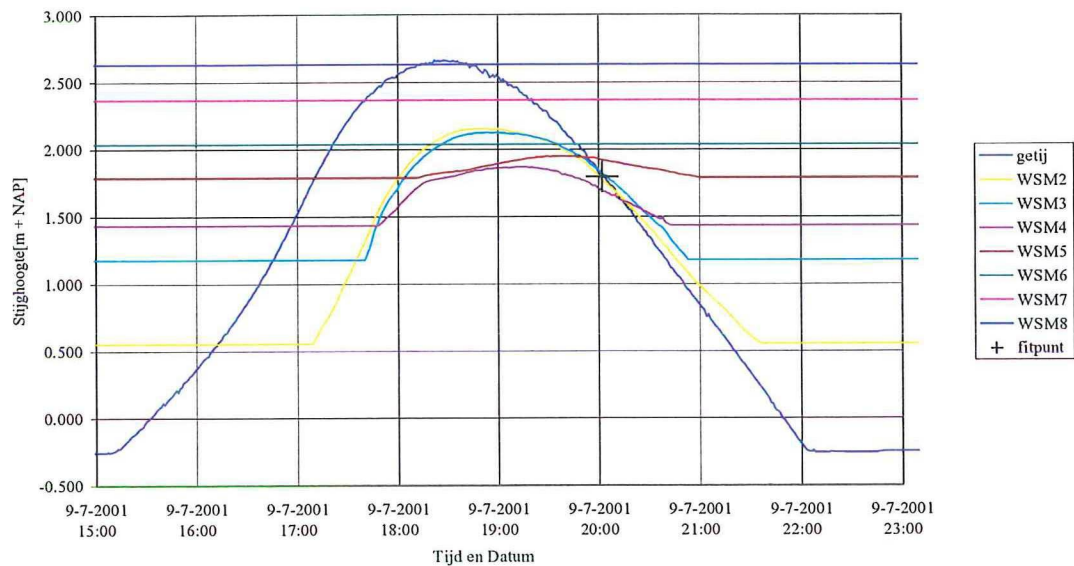
De rapporten 10 t/m 12 beschrijven de infiltratieproeven die in september 2002 zijn uitgevoerd. De rapporten 13 en 14 proberen een theoretische beschrijving te geven van een mogelijk bezwijkmechanisme van een ingegoten bekleding belast door golven.

Bijlage 4.1 t/m 4.5 Infiltratieproef Kruiningen

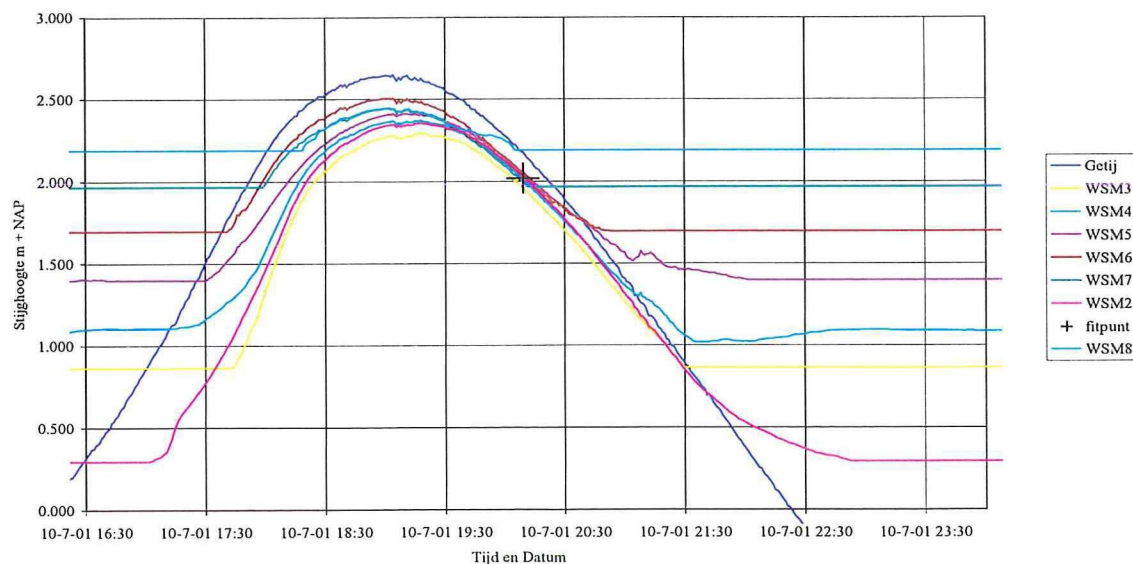


 GeoDelft	Postbus 69, 2600 AB DELFT	Telefoon (015) 269 35 00 Telefax (015) 261 08 21	Datum	get.
			20-06-2003	Mey
Meting bij Kruiningen			CO - 410220	gez.
Resultaat trekproef T1			BIJL. 4.1	form. A4

Stijghoogteverloop Inkelpolder, raai G1



Stijghoogteverloop Inkelpolder, raai G2



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

datum
2003/06/20

get.
Mey

Infiltratieproef Kruiningen

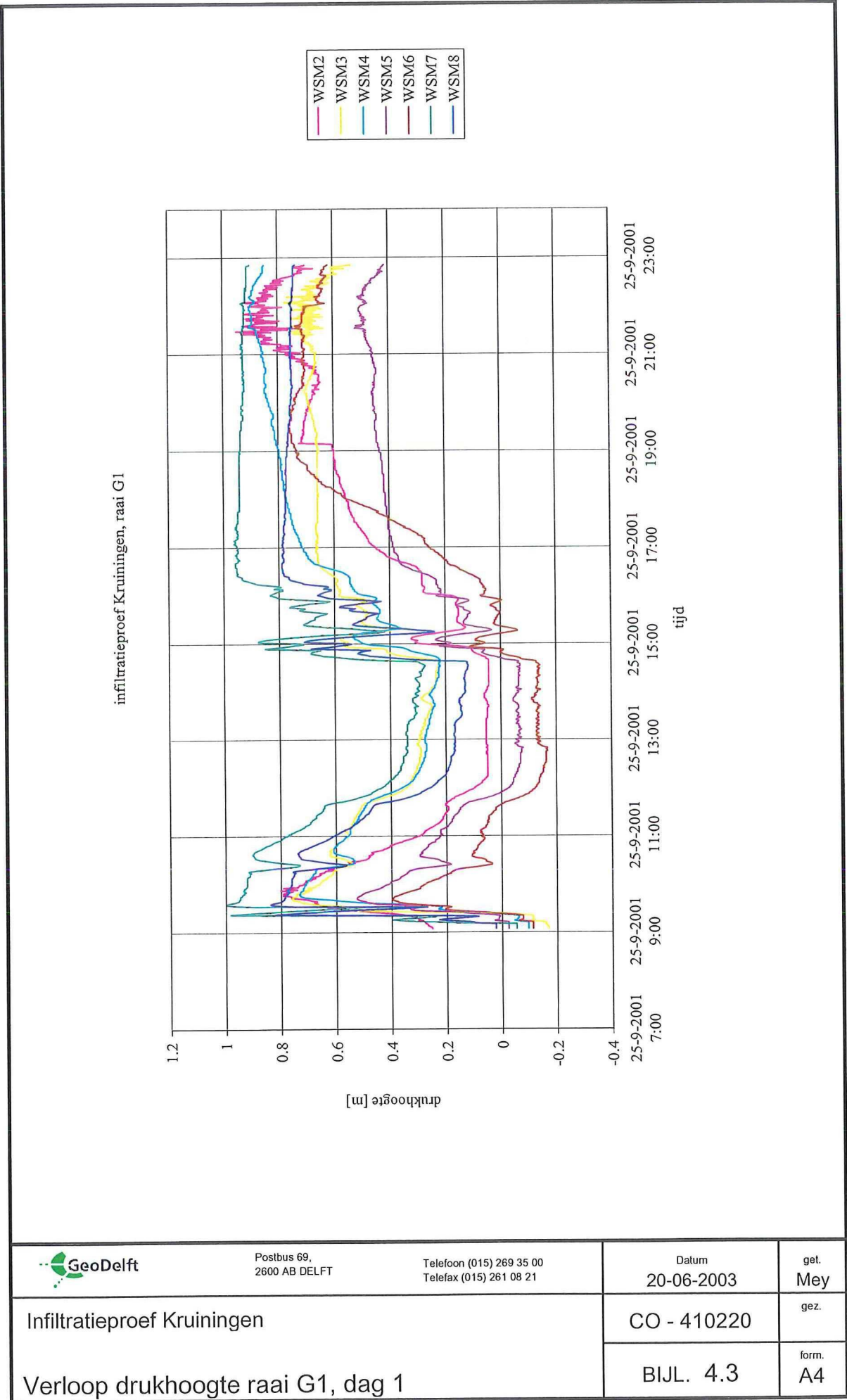
CO - 410220

gez.

Getijmeting vooraf, raai G1 en raai G2

BIJL. 4.2

form.
A4



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Datum
20-06-2003

get.
Mey

Infiltratieproef Kruiningen

CO - 410220

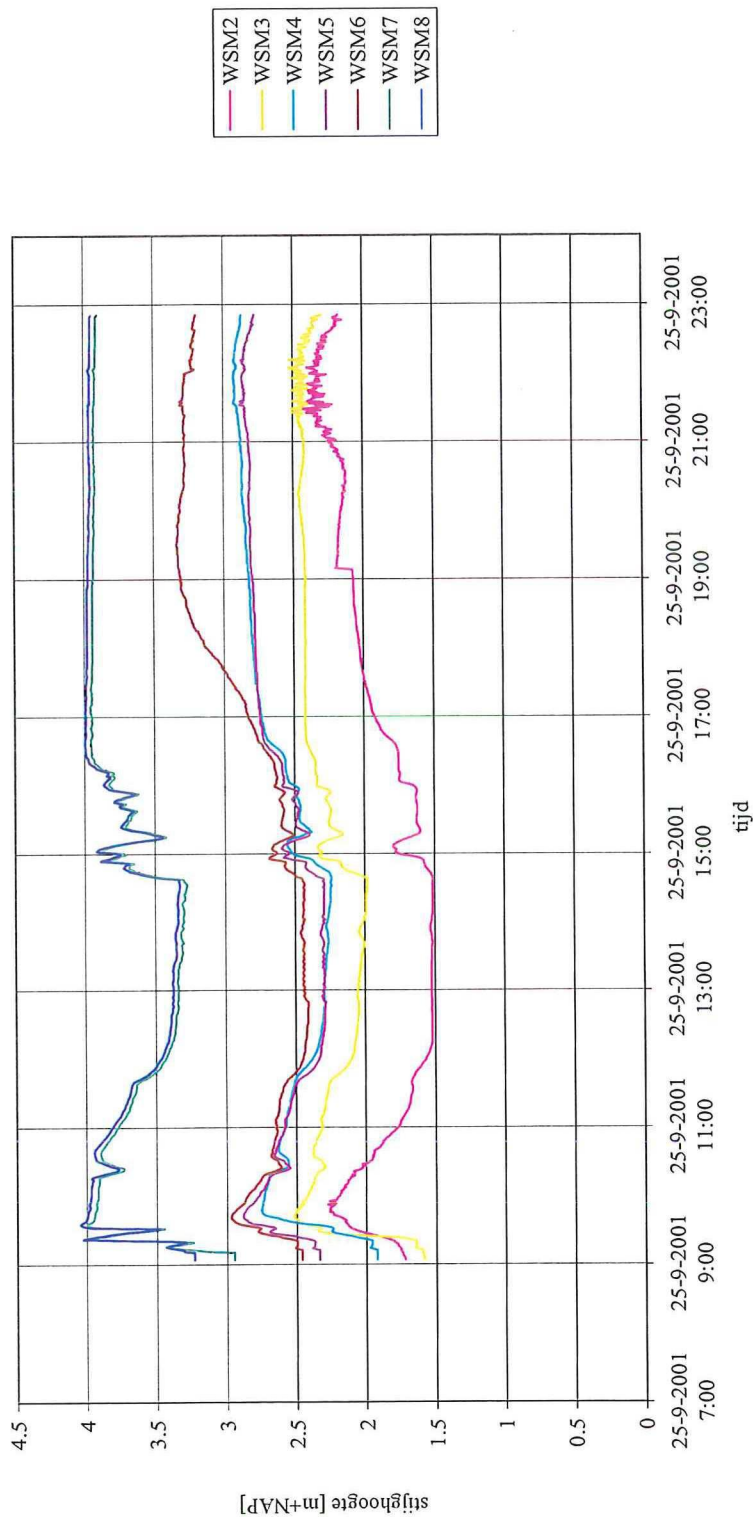
gez.

Verloop drukhoogte raai G1, dag 1

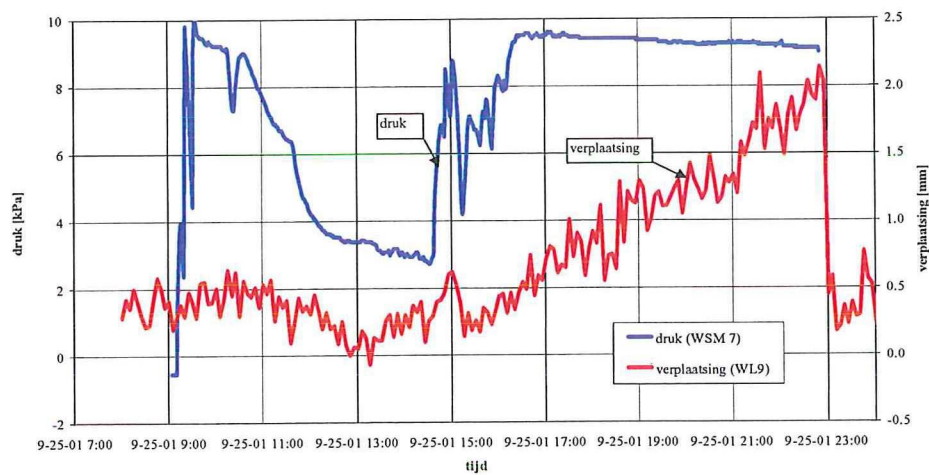
BIJL. 4.3

form.
A4

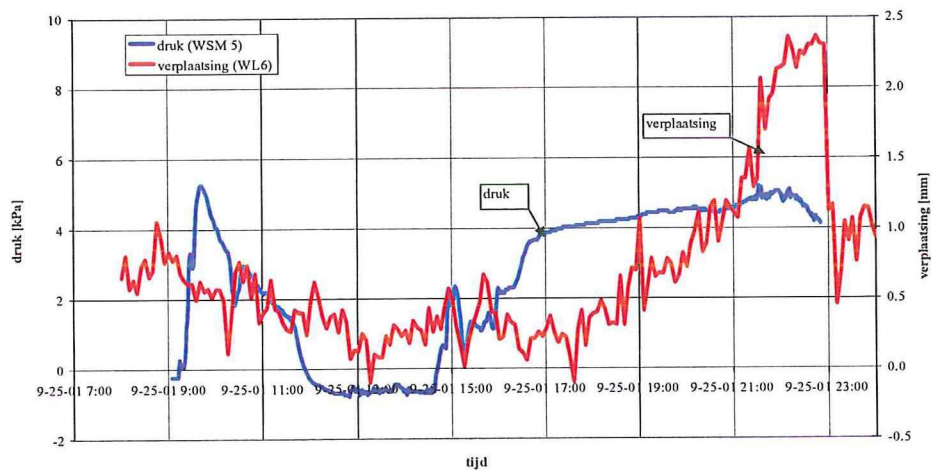
infiltratieproef Kruiningen, raai G1



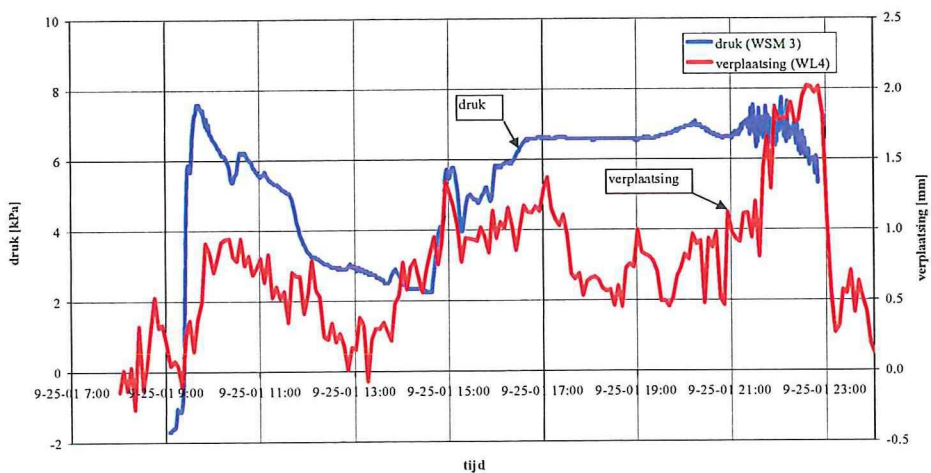
 Postbus 69, 2600 AB DELFT Telefoon (015) 269 35 00 Telefax (015) 261 08 21	Datum 20-06-2003		get. Mey
	Infiltratieproef Kruiningen		gez. CO - 410220
	Verloop stijghoogte raai G1, dag 1		form. A4 BIJL. 4.4



infiltratieproef Kruiningen



infiltratieproef Kruiningen



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

datum
2003/06/20

get.
Mey

Infiltratieproef Kruiningen

CO - 410220

gez.

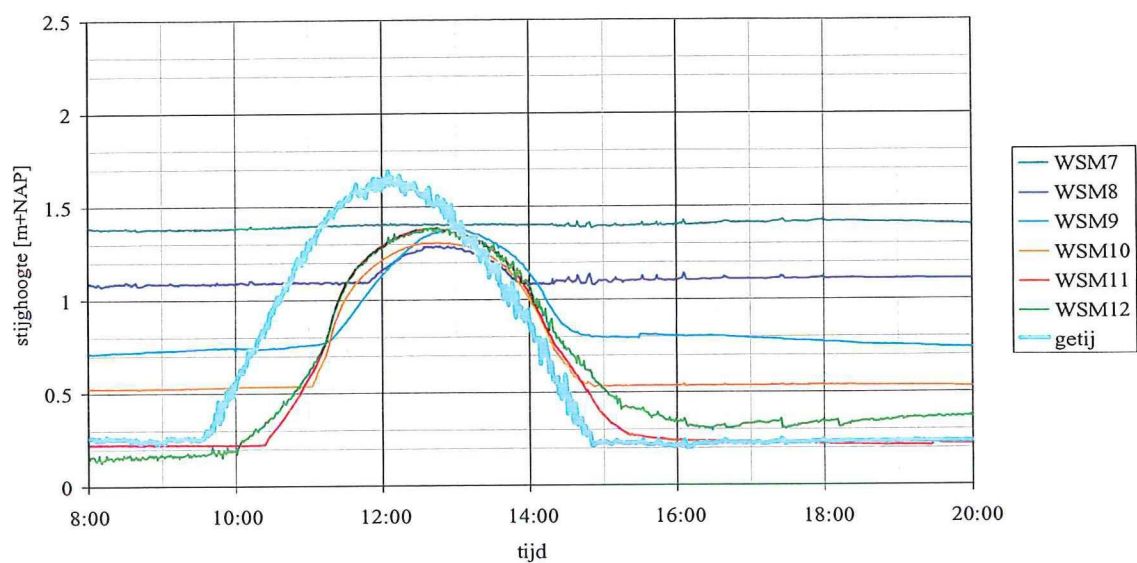
Combinatie drukmeting en verplaatsingsmeting

BIJL. 4.5

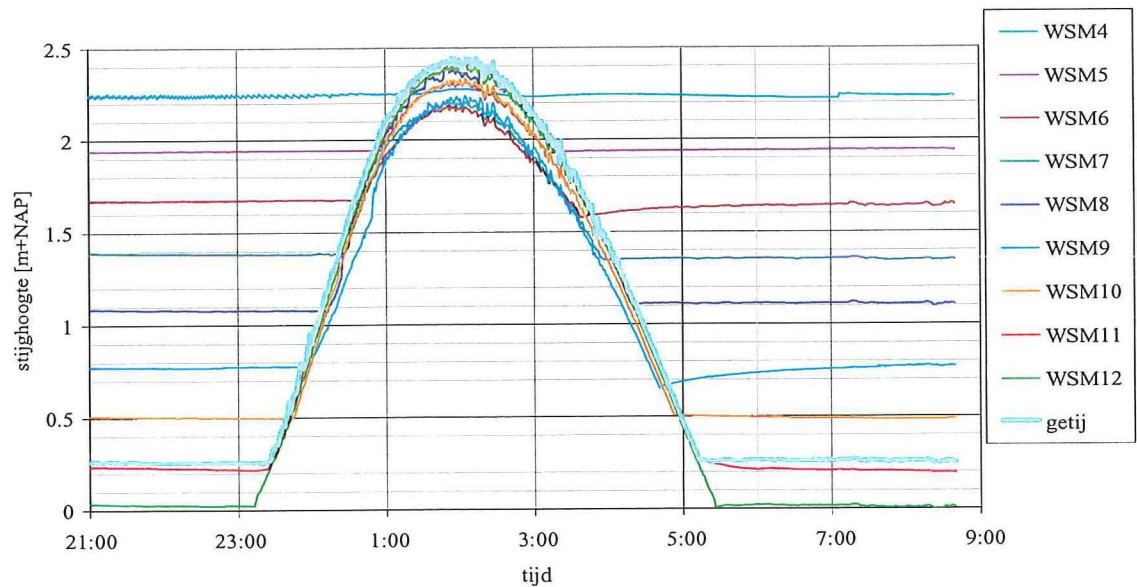
form.
A4

Bijlage 5.1 t/m 5.5 Infiltratieproef Baarland

Infiltratieproef Baarlandpolder, getijmeting vooraf



Infiltratieproef Baarlandpolder, getijmeting achteraf



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

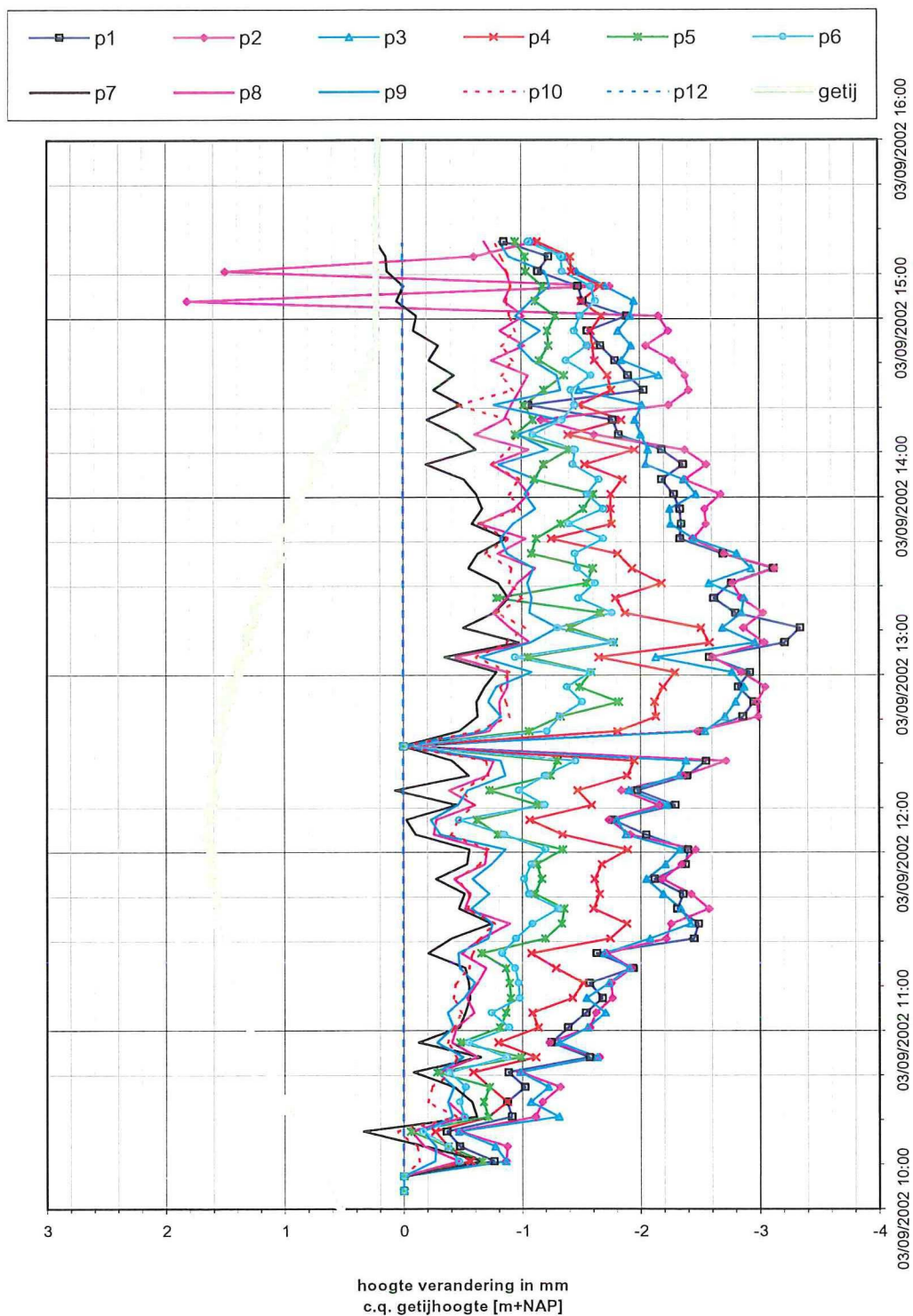
datum	get.
2003/06/20	Mey

Infiltratieproef Baarland

CO - 410220	gez.
-------------	------

Resultaat getijmeting voor en na infiltratiepoef

BIJL. 5.1	form.
	A4



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

datum
2003/06/20

get.
Mey

Infiltratieproef Baarland

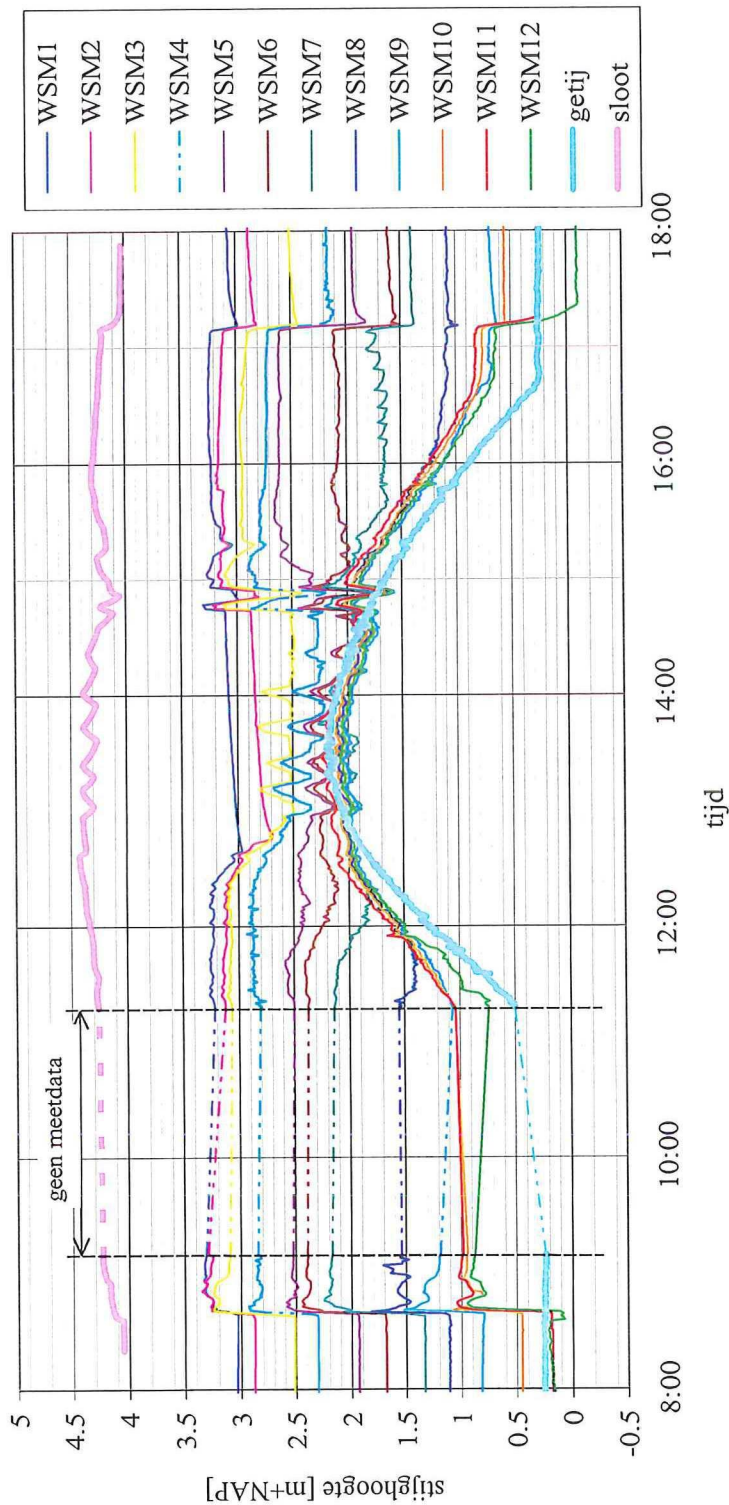
CO - 410220

Verticale verplaatsing tijdens getijmeting

BIJL. 5.2

form.
A4

Infiltratieproef Baarlandpolder



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Datum
20-06-2003

get.
Mey

Infiltratieproef Baarland

CO - 410220

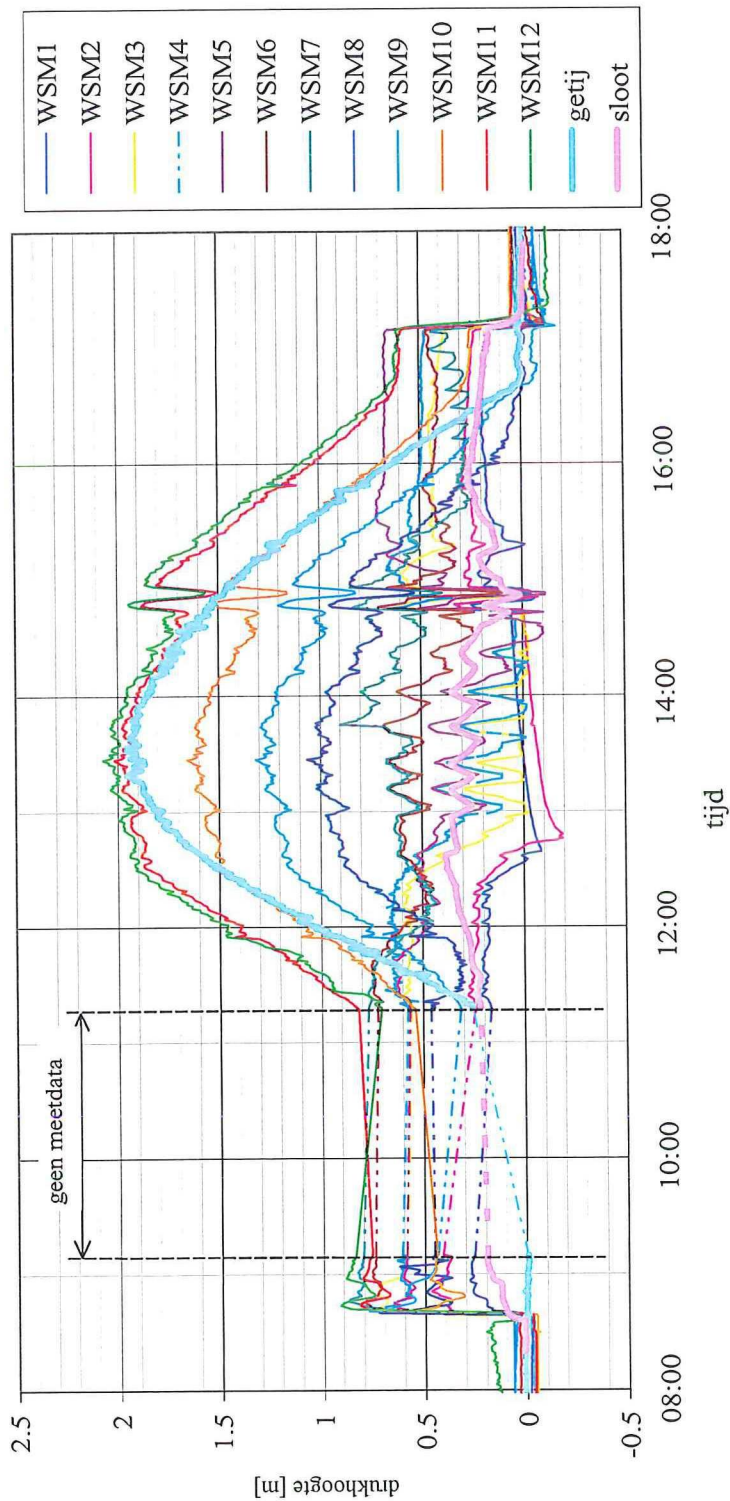
gez.

Verloop stijghoogte

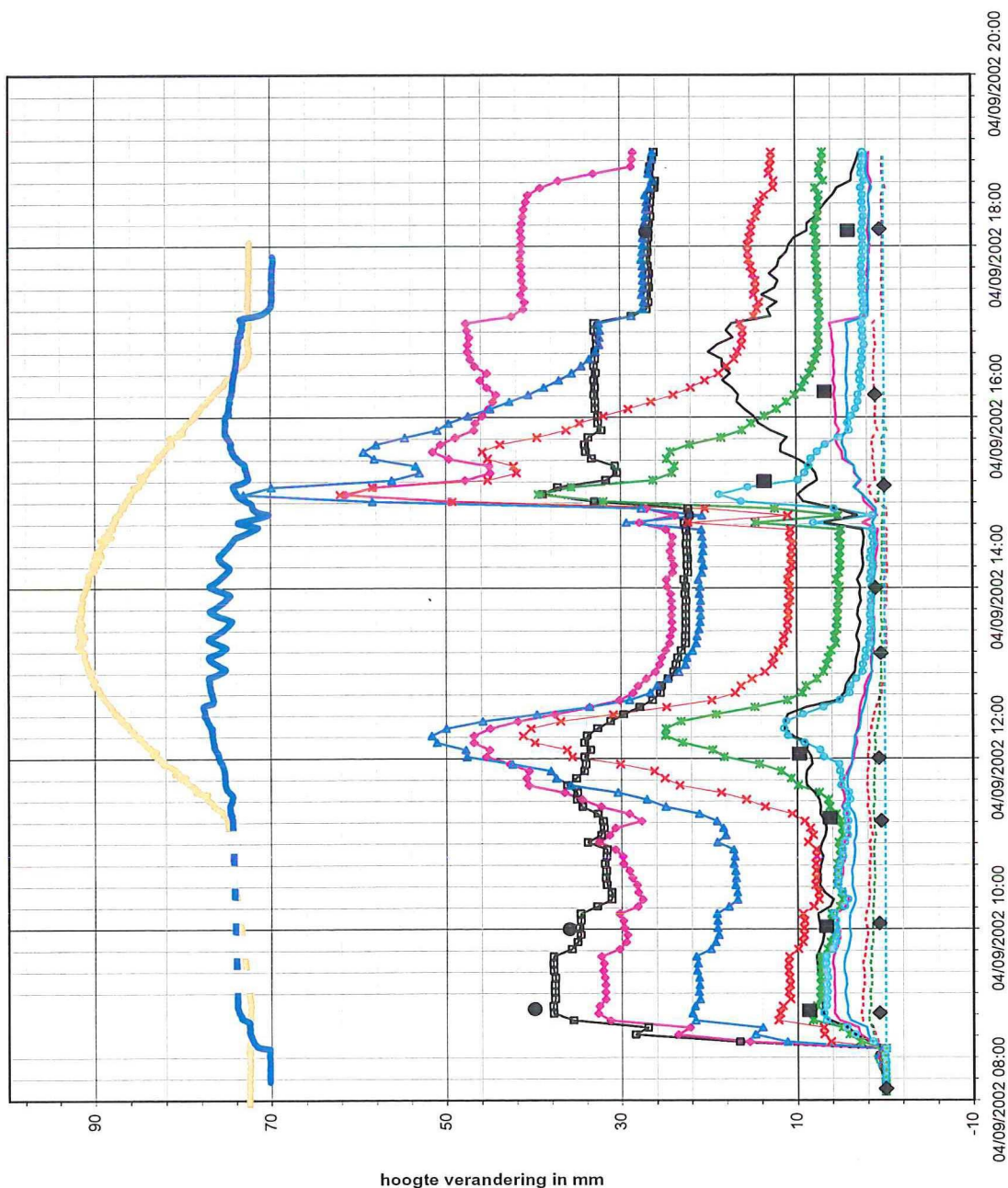
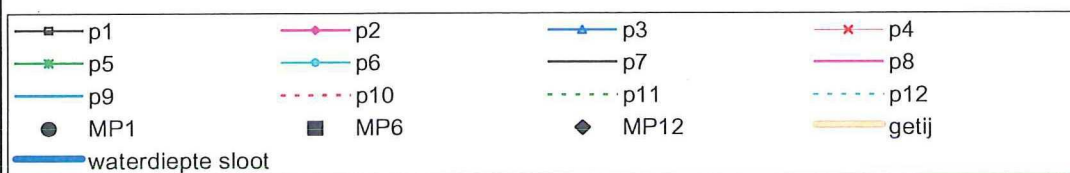
BIJL. 5.3

form.
A4

Infiltratieproef Baarlandpolder



Infiltratieproef Baarland Verloopdruk hoogte		Postbus 69, 2600 AB DELFT	Telefoon (015) 269 35 00 Telefax (015) 261 08 21	Datum 20-06-2003	get. Mey
				CO - 410220	gez.
				BIJL. 5.4	form. A4



Verloop getij en waterstand in sloot schematisch weergegeven (niet op schaal)



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

datum
2003/06/20

get.
Mey

Infiltratieproef Baarland

CO - 410220

gez.

Verticale verplaatsing tijdens infiltratieproef

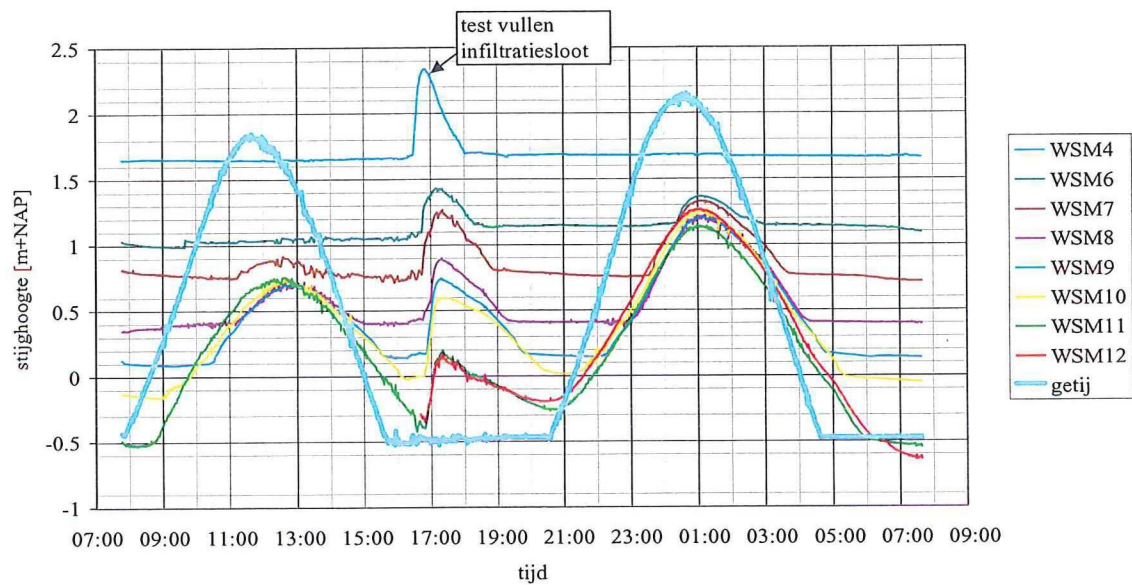
BIJL. 5.5

form.
A4

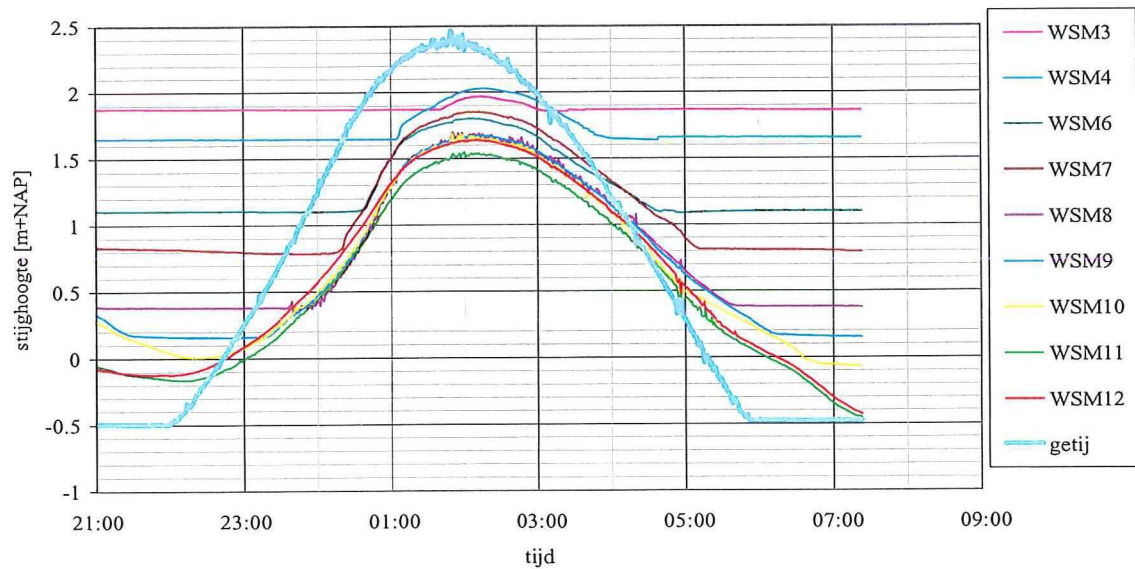
Bijlage 6.1 t/m 6.5

Infiltratieproef Willem-Anna polder

Infiltratieproef WillemAnnapolder, getijmeting vooraf



Infiltratieproef WillemAnnapolder, getijmeting achteraf



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

datum
2003/06/20

get.
Mey

Infiltratieproef Willem-Anna polder

CO - 410220

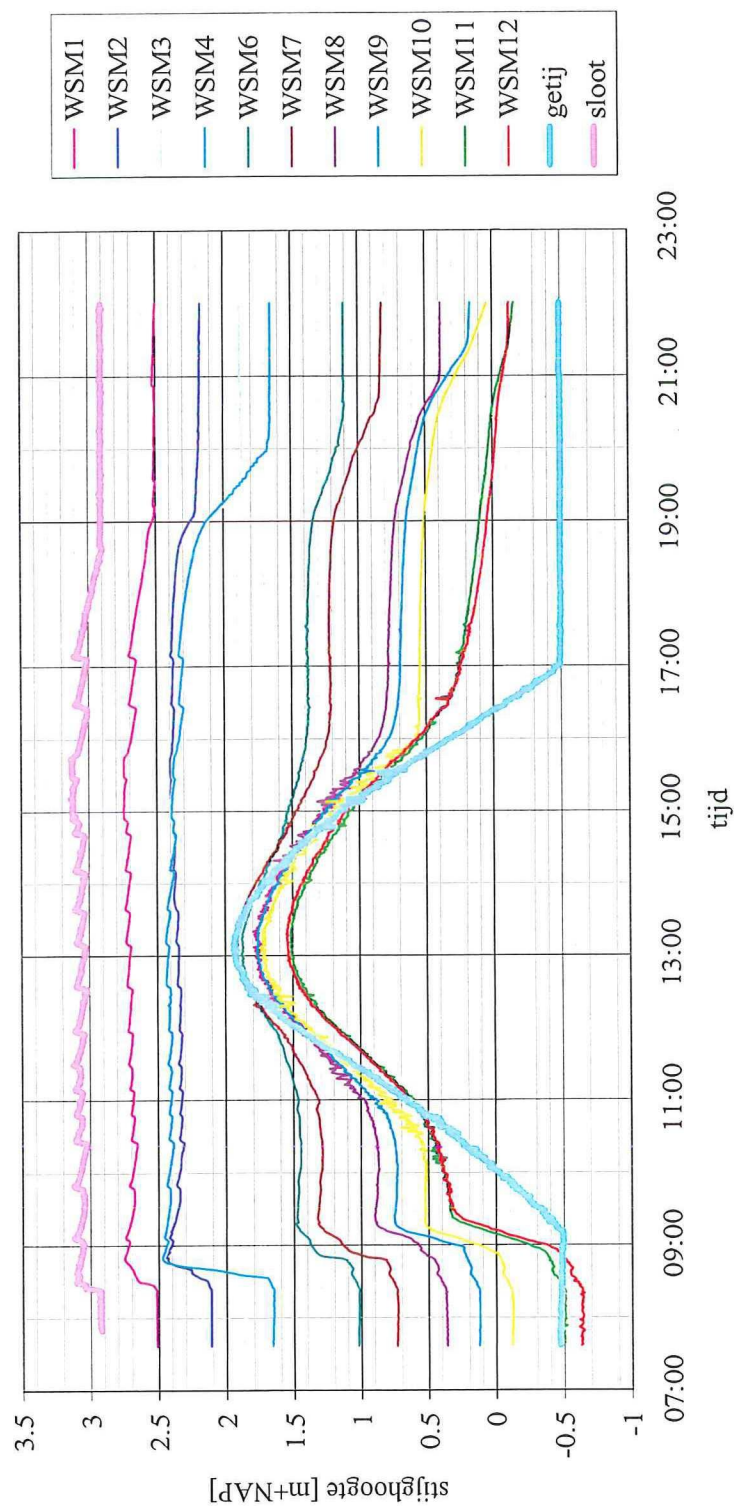
gez.

Resultaat getijmeting voor en na infiltratiepoef

BIJL. 6.1

form.
A4

Infiltratieproef WillemAnnapolder



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Datum
20-06-2003

get.
Mey

Infiltratieproef Willem-Anna polder

CO - 410220

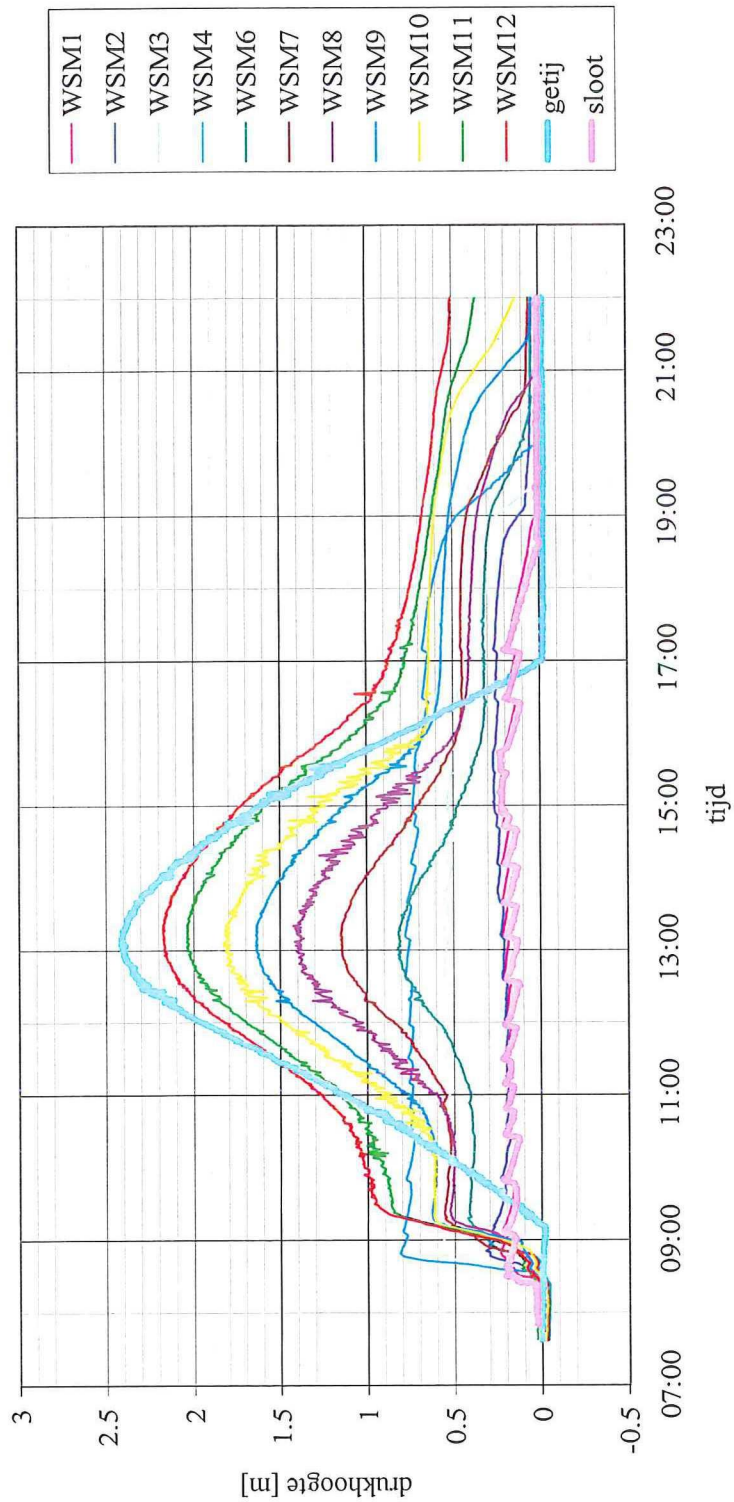
gez.

Verloop stijghoogte

BIJL. 6.3

form.
A4

Infiltratieproef Willem-Annapolder



Postbus 69,
2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Datum
20-06-2003

get.
Mey

Infiltratieproef Willem-Anna polder

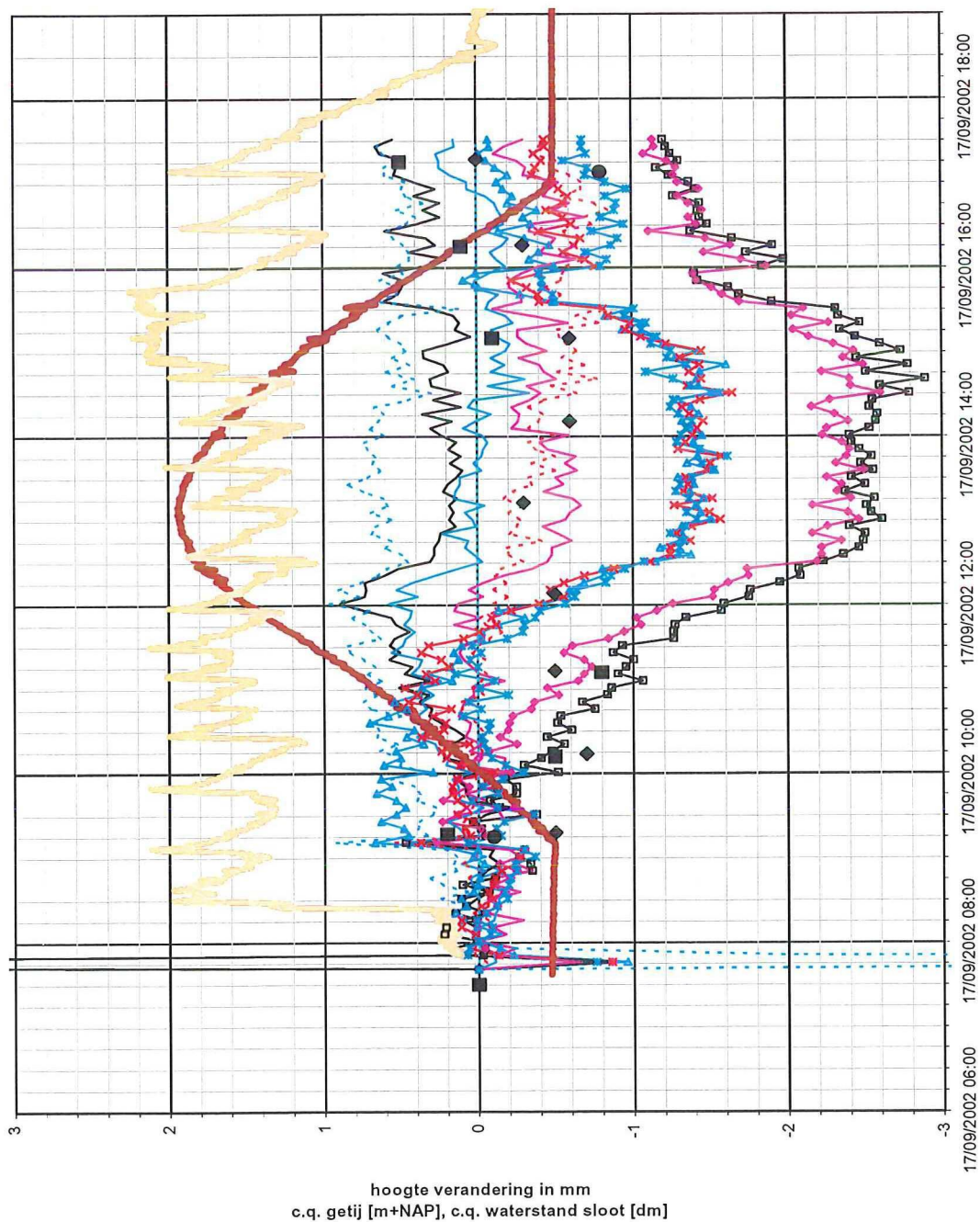
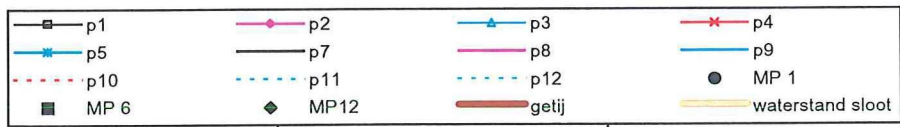
CO - 410220

gez.

Verloop drukhoogte

BIJL. 6.4

form.
A4



Verloop getij en waterstand in sloot schematisch weergegeven (niet op schaal)

 GeoDelft	Postbus 69, 2600 AB DELFT	Telefoon (015) 269 35 00 Telefax (015) 261 08 21	datum	get.
			2003/06/20	Mey
			CO - 410220	gez.
Infiltratieproef Willem-Anna polder				
Verticale verplaatsing tijdens infiltratieproef			BIJL.6.5	form. A4

Bijlage 7.1 Rekenprocedure bepaling dwarskracht in ingegoten bekleding

In deze bijlage worden de berekeningsstappen van de door WL|Delft Hydraulics opgestelde rekenprocedure voor het bepalen van de dwarskracht in een ingegoten bekleding beschreven.

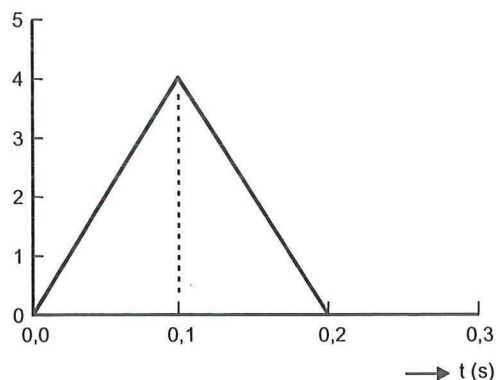
1. START VAN DE BEREKENING

De berekening wordt gestart met een aanname voor het tijdstip t_1 en de op dat moment optredende doorbuiging ω_1 :

- $t_1 = 0,001$ s;
- $\omega_1 = 0,01$ mm.

2. BEREKENING VAN DE GOLFKLAPGROOTTE

De golfklap wordt verondersteld lineair in de tijd toe te nemen tot een maximum is bereikt, en vervolgens weer af te nemen, zie figuur 1.



Figuur 1 Schematische weergave van het verloop van de belasting in de tijd

Voor de eerste helft van de golfklap (tot het maximum is bereikt) geldt:

$$\phi_{tk1} = t_1 \cdot \phi_{k2\%}/t_k$$

met:

- | | | |
|---------------|---|--|
| $\phi_{k2\%}$ | = | maximale grootte van de golfklap (maximale stijghoogte ten opzichte van het talud oppervlak) die door twee procent van de inkomende golven overschreden wordt (m); |
| t_1 | = | tijd, gerekend van het begin van de golfklap (s); |
| t_k | = | duur van de golfklap (s); |
| ϕ_{tk1} | = | stijghoogte op de toplaag a.g.v. de golfklap, op tijdstip t_1 (m). |

Voor de maximale grootte van de golfklap zijn de volgende vereenvoudigde formules opgesteld:

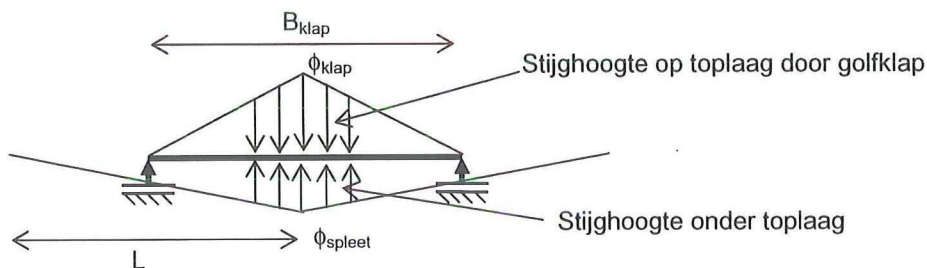
- als $H \leq 1,9$ m: $\phi_{k2\%}/H = \min\{(4,2 - 0,9H) \cdot \xi_o; (12,4 - 3,7H) \cdot \xi_o^{-2}\}$;
- als $H \geq 1,9$ m: $\phi_{k2\%}/H = \min\{2,5 \cdot \xi_o; 5,4 \cdot \xi_o^{-2}\}$.

met:

H = inkomende golfhoogte van regelmatige golven (m);
 ξ_o = brekerparameter van regelmatige golven (-).

3. BEREKENING VAN DE STIJGHOOGTE ONDER DE TOPLAAG

De relatie tussen doorbuiging van de toplaag en de belasting wordt berekend door deze te schematiseren tot een ligger op twee steunpunten met daarop twee driehoekige belastingen, zie figuur 2.



Figuur 2 Bekleding geschematiseerd tot ligger op twee steunpunten

De belasting bestaat uit een golfklap op het talud met een breedte B_{klap} en een stijghoogte onder de toplaag met een breedte van $2L$. Het driehoekig veronderstelde stijghoogteverloop onder de toplaag strekt zich nog wat verder uit dan de breedte van de golfklap. Een deel van deze belasting valt echter buiten de geschematiseerde balk.

De grootte van de overspanning kan worden geschat op basis van twee redeneraties:

- Er kan aangenomen worden dat deze gelijk is aan de breedte van de golfklap. Dit kan worden beargumenteerd vanuit de geschetste vervorming van de toplaag in figuur 7.1. Volgens die schets is de verticale verplaatsing van de toplaag ter plaatse van de randen van de golfklap ongeveer nul en is daar bovendien een buigpunt in de vervorming van de toplaag aanwezig is. Dit betekent dat het buigend moment op dat punt ongeveer nul.
- Anderzijds kan beargumenteerd worden dat de stroming onder de toplaag zich in grote lijnen afspeelt van de maximale indeuking van de toplaag (midden onder de golfklap) tot de maximale opbolling. Het buigpunt zal grofweg midden tussen deze indeuking en opbolling zitten. Dit zou betekenen dat de overspanning ongeveer gelijk is aan L .

In de berekeningen wordt aangenomen dat $L=B_{klap}$, waardoor beide redeneringen toch op dezelfde grootte van de overspanning uitkomen. Waarschijnlijk zal de lengte L ook afhankelijk zijn van de stijfheid van de toplaag, die bepaald wordt door de elasticiteitsmodulus E en de dikte D . Ter vereenvoudiging wordt in alle berekeningen aangenomen dat de overspanning gelijk is aan B_{klap} . Het is aan te bevelen dit in de toekomst nader te verfijnen.

De twee driehoekige belastingen tezamen zijn gelijk aan een driehoekige belasting en een gelijkmatige belasting. De relatie tussen de doorbuiging en de belasting kan worden berekend met:

$$\omega = \frac{1}{120} \frac{\rho g (\phi_{kt} - \phi_{st}) B_{klap}^4}{EI} - \frac{5}{384} \frac{\rho g \phi_{st} \left(1 - \frac{B_{klap}}{2L}\right) B_{klap}^4}{EI}$$

$$I = \frac{1}{12} D^3$$

$$B_{klap} = 1,3 \cdot H_s$$

met:

ω	=	Doorbuiging van de toplaag (m);
B_{klap}	=	Breedte van de golfklap (m);
E	=	Elasticiteitsmodulus van de toplaag (Pa);
I	=	Traagheidsmoment van de toplaag (per strekkende meter) (m ³);
D	=	Dikte van de toplaag (m);
ϕ_{kt}	=	stijghoogte op de toplaag a.g.v. de golfklap, op tijdstip t (m);
ϕ_{st}	=	grootte van de stijghoogte onder de toplaag, op tijdstip t (m).

Hierin is de invloed van de verhinderde dwarscontractie, als gevolg van het feit dat het als een zeer brede balk opgevat kan worden, voorsnag achterwege gelaten ($EI \rightarrow EI(1-\eta^2)$ met $\eta \approx 0,25$).

Bovenstaande formule is om te schrijven naar een formule voor ϕ_{st} :

$$\phi_{st} = \left(\phi_{kt} - \frac{120EI\omega}{\rho g B_{klap}^4} \right) \frac{1}{1,563 - 0,218 B_{klap} / L}$$

Het eigen gewicht van de toplaag (en de krachten die nodig zijn om de minimale vervorming samenhangend met de aanwezigheid van een waterlaagje in stand te houden) wordt verondersteld evenwicht te maken met de aanwezige statische overdruk.

4. BEREKENING VAN HET DEBIET IN HET DUNNE WATERLAAGJE EN HET FILTER ONDER DE TOPLAAG

De stroming onder de toplaag kent twee componenten:

- de stroming door de ruimte tussen de toplaag en het filter: u_s ;
- de stroming door het filter: u_f .

De stroming door de ruimte tussen de toplaag en het filter is waarschijnlijk turbulent en hydraulisch ruw. Daardoor kan de stroomsnelheid berekend worden met de volgende formules:

$$u_s = C \sqrt{Ri}$$

$$R \approx d/2$$

$$C = 18 \cdot \log(12R/k_n) \approx 18 \cdot \log(6d/k_{nik})$$

$$i = \phi_{st}/L$$

met:

u_s	=	Stroomsnelheid door de ruimte tussen de toplaag en het filter (m/s)
C	=	Chezy-coëfficiënt (m ^{0,5} /s);
R	=	Hydraulische straal (m);
d	=	Breedte van de spleet tussen de toplaag en het filter (m);
k_{nik}	=	Nikuradse-ruwheid van de spleetwand tussen de toplaag en het filter (m);
i	=	Verhang in de spleet tussen de toplaag en het filter ($\partial\phi/\partial x$) (-);
L	=	Karakteristieke lengte waarover het verval ϕ_{st} optreedt (m).

Voor het berekenen van het gemiddelde verhang in de spleet tussen de toplaag en het filter is er in bovenstaande formules van uitgegaan dat de stijghoogte onder de toplaag, die beschikbaar is voor de stroming van het water (ϕ_{st}), naar links en naar rechts afneemt tot ongeveer 0 op een afstand L van het midden van de golfklap. Dit houdt verband met de veronderstelling dat de top van de golf in de toplaag ongeveer op een afstand B_{klap} van het hart van de golfklap zit en dat daar de stijghoogte onder de toplaag weer ongeveer 0 is.

Zeer waarschijnlijk is er geen lineair verloop van de stijghoogte onder toplaag als functie van de afstand van het hart van golfklap. In bovenstaande formules wordt dit verloop echter wel gelineariseerd door te werken met een gemiddeld verhang i .

De grootte van de Nikuradse-ruwheid is afhankelijk van de oneffenheid van spleetwanden waartussen het water stroomt. Deze wordt geschat op ca. 3 mm.

Voor de stroming door het filter kan er gebruik gemaakt worden van de normale doorlatendheidsrelatie:

$$u_f = ki$$

$$i = \phi_{st}/L$$

met:

k	=	gelineariseerde doorlatendheid van het filter (m/s).
-----	---	--

Het debiet is gelijk aan de som van het debiet door de spleet en door het filter, waarbij er rekening gehouden moet worden met het feit dat de stroming twee kanten opgaat:

$$q = 2 \cdot (u_s \cdot d + u_f \cdot b)$$

met:

- b = dikte van de filterlaag (m);
q = door de toplaagbeweging gegenereerd debiet (per strekkende meter) (m²/s).

5. BEREKENING VAN DE SNELHEID VAN DE TOPLAAG

Aan de hand van de snelheid van het water in de spleet tussen de toplaag en het filter en de snelheid door het filter kan berekend worden met welke snelheid de toplaag kennelijk naar beneden beweegt. De bewegende toplaag genereert een debiet dat gelijk is aan het product van de snelheid en het oppervlak dat beweegt. De vorm van het naar beneden bewegende deel van de toplaag is zodanig dat de snelheid in het hart van de golfklap groter is dan aan de randen ervan. Het door de toplaag gegenereerd debiet wordt benaderd door:

$$q = v_{\text{toplaag}} \cdot B_{\text{klap}} / 2$$

met:

- q = door de toplaag gegenereerd debiet (per strekkende meter) (m²/s);
 v_{toplaag} = snelheid van de toplaag (m/s).

Dit debiet is gelijk aan het debiet door de spleet en door het filter, waarbij er rekening gehouden moet worden met het feit dat de stroming twee kanten opgaat:

$$2 \cdot (u_s \cdot d + u_f \cdot b) = v_{\text{toplaag}} \cdot B_{\text{klap}} / 2 \quad \Rightarrow \quad v_{\text{toplaag}} = 4 \cdot (u_s \cdot d + u_f \cdot b) / B_{\text{klap}}$$

6. BEREKENING VAN DE DOORBUIGING IN DE TWEEDE TIJDSTAP

Voor de berekeningen in de tweede tijdstep beginnen we weer met het tijdstip en de daarbij behorende doorbuiging:

- $t_2 = t_1 + t_{\text{stap}}$
- $\omega_2 = \omega_1 + v_{\text{toplaag}} \cdot t_{\text{stap}}$

met:

- t_1 = tijd, gerekende van het begin van de golfklap, in eerste tijdstep (s);
 t_2 = tijd, gerekende van het begin van de golfklap, in tweede tijdstep (s);
 ω_1 = doorbuiging op eerste tijdstip (m);
 ω_2 = doorbuiging op tweede tijdstip (m);
 v_{toplaag} = snelheid van de toplaag die berekend is in de vorige tijdstep (m/s);
 t_{stap} = stapgrootte (s).

Hiermee is een cyclus in de berekening volledig beschreven en kan deze cyclus vele malen herhaald worden totdat de golfklap op zijn maximum is gekomen. Dan is ook de maximale doorbuiging en dwarskracht bereikt.

7. GROOTTE DWARSKRACHT

Op basis van de berekende waarde van de stijghoogte op de toplaag en de stijghoogte onder de toplaag kan de maximale dwarskracht worden berekend. Gezien het feit dat de belasting op de balk symmetrisch is verondersteld, is de dwarskracht halverwege de overspanning gelijk aan nul. De dwarskracht kan voor elke doorsnede worden berekend met de volgende integraal:

$$Q = \rho g \int \phi_{\text{netto}} dx$$

$$\phi_{\text{netto}} = (\phi_{kt} - \phi_{st}) - \frac{x}{B_{\text{klap}} / 2} \left(\phi_{kt} - \phi_{st} - \phi_{st} \left(1 - \frac{B_{\text{klap}} / 2}{L} \right) \right)$$

met:

Q	=	dwarskracht (N/m);
x	=	afstand tot het midden van de overspanning;
ϕ_{netto}	=	resulterende belasting in de vorm van een stijghoogteverschil over de toplaag (m).

De maximale dwarskracht wordt gevonden voor de volgende waarde van x:

$$x = \frac{\frac{1}{2} B_{\text{klap}} (\phi_{kt} - \phi_{st})}{\phi_{kt} - \phi_{st} \frac{B_{\text{klap}} / 2}{L}}$$

Bovenstaande formules resulteren in de volgende uitdrukking voor de maximale dwarskracht:

$$Q = \frac{\rho g B_{\text{klap}} (\phi_{kt} - \phi_{st})^2}{4\phi_{kt} - 2\phi_{st} \frac{B_{\text{klap}}}{L}}$$