

Title:	<b>Test result and analysis report on prototype tests on clamped revetments in Zeeland</b>		
Author:	Ir. D.J. Peters	Institute:	<a href="#">TUDelft</a>
<b>June 2007</b>			
Number of pages	:	263	
Keywords (3-5)	:	Revetments, clamping forces, prototype tests	
DC-Publication-number	:	DC2-710-3	
Institute Publication-number (optional)	:	9R5069/R005	Royal Haskoning
Report Type	:	<input checked="" type="checkbox"/>	Intermediary report or study
	:	<input type="checkbox"/>	Final projectreport
DUP-publication Type	:	<input checked="" type="checkbox"/>	DUP Standard
	:	<input type="checkbox"/>	DUP-Science

### Acknowledgement

This research has been sponsored by the Dutch Government through the Bsik programme.

### Conditions of (re-)use of this publication

The full-text of this report may be re-used under the condition of an acknowledgement and a correct reference to this publication.

### Other Research project sponsor(s):

	Ministerie van Verkeer en Waterstaat		Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde	
---	--------------------------------------	---	---	--

## Abstract

This report belongs to the research programme on unknown aspects of Block Revetment systems. The stability of block revetments under wave loading is presumed to benefit from clamping forces.

This research is about the test design and set up for prototype tests for verification of the physical model for the stability of block revetments. The report contains model refinements and predictions and the test results and analysis of the results up to the level of model verification. The tests were carried out in Zeeland. Measurements were collected on two types of block revetments, Hydroblocks and Basalton. For the pull and in-plane compression tests a sophisticated test vehicle was used.

The strength numbers that could be derived from the pull test results show a big variation. From both pull tests and in-plane compression tests stiffness parameters could be derived that show good compliance with the models.

PROJECT NAAM:	<b>Steenzettingen</b>	PROJECT CODE:	<b>07.10</b>
BASISPROJECT NAAM:	<b>Steenzettingen</b>	BASISPROJECT CODE:	<b>07</b>



## Executive Summary

This report belongs to the research programme on unknown aspects of Block Revetment systems. The stability of block revetments under wave loading is presumed to benefit from clamping forces.

This research is about the test design and set up for prototype tests for verification of the physical model for the stability of block revetments. The report contains the test results and analysis of the results up to the level of model verification.

### Purpose and background information

The purpose of the tests is derived from previous study reports and from previously performed laboratory tests. The main targets can be summarized as follows:

- Find applicable physical properties of the imaginary beam structure of the top layer;
- Quantify the level of contribution of clamping forces in natural circumstances;
- Verify the model and thus free the way for utilization of the beneficial contribution of clamping forces.

It was anticipated the beam action in two main directions contribute to the stability of the revetment structure when subjected to a point load. The contribution of the two directions is not equal since the stress state may not be expected as uniform. In this report the physical beam model was transferred into a two way plate strip model. This model was used for the test predictions and back analysis.

The tests were carried out in Zeeland. Two test locations were defined on dike stretches on the Eastern Scheldt, and one on the Western Scheldt. Measurements were collected on two types of block revetments, Hydroblocks® and Basalton with 35 and 25 cm top layer thickness respectively. Both revetment types consist of elements which can be characterised as columns rather than blocks. Measurement locations were on two levels: in the tidal range and slightly above. Each of the series consists of single point pull tests and triple point pull tests and of in-plane compression load tests at two widths. In total 61 pull tests and 11 in-plane compression tests were performed.

### Test set up

The tests were executed with a vehicle carrying the complete test apparatus. The vehicle consists of a steel frame on wheels that could be lowered on adjustable support legs. The steel frame supports a second aluminium truss frame which was disconnected and independently supported on the revetment slope during the execution of the test. The load jacks were connected to the steel frame. All displacement survey devices were connected to the aluminium frame. Both frames span a 4 × 4 m area. In that area the revetment is only loaded with the pull force(s).

The pull test locations were prepared with a suitability test, in order to ensure the block was clamped. In advance of the actual testing the intended test location was pulled with a force that equals 5 times the block weight, using a portable beam and a small manually operated jack. For the actual pull and compression tests the test vehicle was used. The frames were instrumented with 40 displacement sensors and 3 pressure sensors. All data were collected in a computer. The sample frequency was 1 second.

Specific properties of the revetment, as the material density and elasticity, were investigated in the laboratory.

All measurement results were mathematically processed and presented in graphs. For the pull tests the results were presented in:

- 3 dimensional deformation shapes
- Load-time curves
- Load-displacement curves

- In plane deformation graphs
- Sections of the deformed shape

For the in-plane compression tests the following graphs were produced:

- 2 dimensional in plane deformation graphs
- Load-displacement curves
- Graphs presenting the deformations of the loaded edge and the contra edge

The graphs are generated from the raw data for a huge number of time steps. The graphs are presented on 6 cd's which belong to the report. The report presents the typical and most important graphs and tables.

#### Analysis and conclusions

The strength numbers that can be derived from the pull test results show a big variation.

The magnitude of pull out strength complies nicely with the previous laboratory results. Typical, average values of a 'clamp factor' of a line load on a plate are estimated as 7 to 9.

The strength and the stiffness show the expected dependency of the top of the slope and the revetment thickness.

The strength and the stiffness also seem to be effected by the distance to the toe structure. A significant reduction of the strength could be established at close distance of the toe. At this stage of the research 'close to the toe' is defined as less than 10 times the block thickness  $D$ .

The measured load-displacement curves comply with the predictions. The stiffness at very small deformation levels is above expectations, which takes away any fear for relevance of another known failure mechanisms that can come up if the displacements are too big.

The prediction and back analysis of the results was best for the single point load tests. For the three point load tests the results showed too much irregularity and could not easily be analysed using the finite element strip model.

From both pull tests and in-plane compression tests stiffness parameters could be derived that show good compliance with the models.

PROJECT NAAM:	<b>Steenzettingen</b>	PROJECT CODE:	<b>07.10</b>
BASISPROJECT NAAM:	<b>Steenzettingen</b>	BASISPROJECT CODE:	<b>07</b>



# **Meet- en analyserapport proefnemingen op geklemde steenzettingen op dijken in Zeeland**

Onderdeel van 7.3 van het Onderzoeksprogramma  
Kennisleemtes Steenbekledingen

Ministerie van Verkeer en Waterstaat



**Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat**

Dienst Weg- en Waterbouwkunde

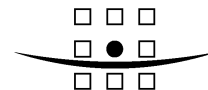
13 juni 2007

Definitief rapport

9R5069.A0



A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

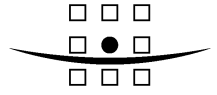
**HASKONING NEDERLAND BV**  
**KUST & RIVIEREN**

Barbarossastraat 35  
Postbus 151  
6500 AD Nijmegen  
(024) 328 42 84 Telefoon  
(024) 360 54 83 Fax  
info@nijmegen.royalhaskoning.com E-mail  
www.royalhaskoning.com Internet  
Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel Meet- en analyserapport proefnemingen op  
gekleemde steenzettingen op dijken in  
Zeeland  
Onderdeel van 7.3 van het  
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes  
Steenbekledingen  
Verkorte documenttitel Rapport proeven op dijken  
Status Definitief rapport  
Datum 13 juni 2007  
Projectnaam Technisch wetenschappelijk onderzoek  
Steenzettingen  
Projectnummer 9R5069.A0  
Opdrachtgever Rijkswaterstaat DWW  
Referentie 9R5069.A0/R0005/DJP/SEP/Nijm

Auteur(s) J.A.H. Blom, L. van Nieuwenhuijzen en D.J. Peters  
Contactpersoon opdrachtgever R. 't Hart  
Vrijgegeven door D.J. Peters  
Datum/paraaf 11 april 2007 .....

A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

## SAMENVATTING

Dit rapport is een onderdeel van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen. Het betreft onderzoek op deelplan 7.3 naar de kennisleemte omtrent de bijdrage van klemming aan de stabiliteit van steenbekledingen onder golfaanval.

Het beschrijft de trekproeven en schuifproeven die in het veld zijn uitgevoerd ter verificatie van het liggermodel voor geklemde steenzettingen. Deze rapportage is het meetverslag en bevat tevens de analyse van de resultaten tot het niveau dat voor verificatie van de modellen gewenst is.

De doelstellingen die voor deze proefnemingen zijn opgesteld zijn afkomstig uit voorgaande bureaustudies en laboratoriumonderzoeken. De belangrijkste doelen zijn als volgt samen te vatten:

- constitutieve eigenschappen aan de toplaagconstructie toekennen;
- de klemming van de steenzetting onder natuurlijke omstandigheden kwantificeren;
- middels deze verificatie de weg vrijmaken voor het meerekenen van een bijdrage van klemming bij het toetsen van het mechanisme toplaaginstabiliteit.

Verwacht wordt dat de liggerwerking in de twee hoofdrichtingen van de zetting verschillende bijdragen hebben aan de stabiliteit. In deze rapportage is een strokenmodel gebruikt voor de opzet en de analyse van de proeven.

De proeven worden uitgevoerd in Zeeland. Er zijn twee proefvakken zijn uitgezet op dijken aan de Oosterschelde en één vak aan de Westerschelde. Er is gemeten aan Hydroblocks en Basalton zettingen met respectievelijk 35 en 25 cm zuilhoogte. Steeds is in de getijdzone en juist daarboven een meetlijn uitgezet waarop een serie proeven is uitgevoerd. Iedere serie bestaat uit enkelsteens en driesteens trekproeven en uit smalle en brede schuifproeven. In totaal zijn er 61 trekproeven en 11 schuifproeven uitgevoerd.

De proeven worden uitgevoerd met een kar waarop alle apparatuur wordt verzameld. De kar bestaat uit een rijdende staalconstructie, die afgestempeld kan worden op vijzels om tijdens de proeven de belasting af te dragen. Die staalconstructie is de basis van de kar, waaraan ook het aluminium meetframe kan worden gehangen. Deze twee constructies zijn volledig onafhankelijk van elkaar tijdens de proeven en hebben allebei een overspanning van  $4 \times 4$  meter, waar binnen de zetting slechts belast wordt via de trekpunten.

De trekproeven zijn voorbereid met een geschikheidsproef, de zogenaamde 'los blok' proef. Voorafgaand aan de echte proefnemingen, worden alle stenen met een kleine opstelling tot ongeveer 5 maal het steengewicht belast om te voorkomen dat er losse stenen beproefd gaan worden. Daarna wordt de meetkar over de te beproeven steen cq. stenen gereden en wordt de eigenlijke meting verricht. Voor de schuifproeven is dezelfde opstelling gebruikt, alleen worden de belastingen en verplaatsingssensoren nu in het vlak van de zetting aangebracht. Voor de metingen zijn 40 verplaatsingssensoren en 3 druksensoren (=krachtsensor) ingezet. Alle data wordt met computerapparatuur geregistreerd, waardoor het mogelijk is de sensoren iedere seconde af te lezen.

Naast deze proeven worden specifieke constructie-eigenschappen in een laboratoriumomgeving bepaald.

Alle meetgegevens gepresenteerd grafieken. Voor de trekproeven zijn dat:

- 3D vervormingvlakken en belastingsdiagrammen;
- krachtweg diagrammen;
- grafieken van vlakmetingen;
- doorsneden van het vervormingvlak.

Voor de schuifproeven zijn de volgende grafieken gemaakt:

- 2D vervormingvlakken en belastingsdiagrammen;
- krachtweg diagrammen;
- aanzichten;
- vergelijkingen van veld en contra metingen.

Deze grafieken zijn uit de ruwe data afgeleid voor een groot aantal tijdstappen. De grafieken bevinden zich samen met de ruwe data op de 6 Cd's die bij dit rapport behoren. De meeste karakteristieke grafieken en relevante waarden van sterke en stijfheidgetallen zijn gepresenteerd in grafieken en tabellen in dit rapport.

#### Analyse en conclusies

Bij de trekproeven is de sterkte van de stenen onderhevig aan een forse spreiding.

De resultaten voor de treksterktes komen zeer goed overeen met in eerdere series laboratorium proeven gevonden waarden. Typerende, gemiddelde waarden voor de 'klemfactor' van een geconcentreerde lijnlast langs het talud bedragen 7 à 9.

De sterkte en de stijfheid vertonen de verwachte afhankelijkheid van de afstand tot de bovenkant van het talud en de toplaagdikte D.

De sterkte en de stijfheid blijken ook te worden beïnvloed door de afstand tot de teenconstructie. Er is een significante reductie van de klemcapaciteit vastgesteld nabij de teen. Vooralsnog wordt 'nabij de teen' gedefinieerd als een afstand kleiner dan  $10 \times D$  van de teen.

De gevonden krachtwegdiagrammen zijn conform de verwachtingen. Het blijkt zelfs dat de stijfheid bij zeer geringe vervormingen van 1 mm relatief hoog is, wat betekent dat het rekenen met enige klemming geen noemenswaardig risico op andere – door te grote vervormingen veroorzaakte – faalmechanismen zal opleveren.

De resultaten zijn berekend met de genoemde strokenmodellering en vooral gebaseerd op de enkelsteens proeven. De driesteensproeven geven vaak resultaten die niet optimaal in het strokenmodel zijn op te nemen.

De uit de trekproeven en schuifproeven berekende stijfheden blijken een goede match te geven met de modellen.



## INHOUDSOPGAVE

	Blz.	
1	INLEIDING	1
1.1	Onderzoeksprogramma	1
1.2	Achtergrond proeven	1
1.3	Scope en doelstelling proeven	3
2	MODELBeschrijving	5
2.1	Liggermodel trekproeven	5
2.2	2-D liggermodel trekproeven	6
2.3	Voegmodel	8
2.4	Werkwijze combinatie en verfijning van ligger- en voegmodel	10
2.5	Plaatmodel voor trekproeven	13
2.6	Schuifproeven	21
3	PROEFLOCATIES	25
3.1	Criteria	25
3.2	Voorselectie meetlocaties	26
3.3	Gegevens waterstanden en belastinghistorie	29
3.4	Meetlocaties	29
3.5	Omvang meetserie per locatie	33
3.6	Locatiegebonden omstandigheden	34
3.7	Aantallen en codering uitgevoerde proeven	35
3.8	Meetlijnen en proefschema	37
4	BESCHRIJVING VOORBEREIDEN EN UITVOERING PROEVEN	39
4.1	Opzet trekproeven	39
4.1.1	'Los blok' proeven	39
4.1.2	Trekproeven	42
4.2	Opzet schuifproeven	42
4.3	Procedure trekproeven	45
4.4	Procedure schuifproeven	49
4.5	Beschrijving proefopstelling en meetapparatuur	52
4.5.1	Stalen krachtframe	54
4.5.2	Aluminium meetframe	55
4.6	Beschrijving elektronische meetapparatuur	57
4.6.1	Verplaatsingsensoren	57
4.6.2	Druksensoren	57
4.6.3	Software	57
4.6.4	Fabrikaten meetapparatuur	59
4.7	Calibratie meetapparatuur	59
4.7.1	Calibratie verplaatsingsensoren	59
4.7.2	Calibratie druksensoren	65
4.8	Sensorindeling	70
4.8.1	Trekproeven	70
4.8.2	Schuifproeven	73

5	RESULTATEN BEPALINGEN EIGENSCHAPPEN CONSTRUCTIE ONDERDELEN	77
5.1	Inleiding	77
5.2	Soortelijk gewicht	77
5.3	Wrijvingsfactoren	78
5.4	Elasticiteitsmoduli	79
5.5	Zeeanalyse	79
6	RESULTATEN TREKPROEVEN	83
6.1	Typend proefverloop en beschrijving waargenomen gedrag	83
6.2	Inleiding op presentatieformat	84
6.3	Weersomstandigheden	89
6.4	Waarnemingen op de proeflocaties	90
6.5	Datavalidatie	94
6.6	Beschrijving verloop proeven en meetdata z-verplaatsingen	104
6.7	Meetdata xy-verplaatsingen	139
6.8	Presentatie krachtweg diagrammen	142
6.8.1	Bath	142
6.8.2	Poortvliet	148
6.8.3	De Sluis	154
6.9	Overzicht maximale waarden	158
7	RESULTATEN SCHUIFPROEVEN	161
7.1	Typend proefverloop en beschrijving waargenomen gedrag	161
7.2	Inleiding op presentatieformaat	161
7.3	Weersomstandigheden	164
7.3.1	Tijdens de proefnemingen	164
7.3.2	Stormschade	165
7.4	Beschrijving verloop proeven en meetdata	168
7.5	Presentatie kracht-weg diagrammen	177
7.6	Doorsneden van vervormingvlakken	182
7.7	Overzicht maximale waarden	184
8	ANALYSE TREKPROEVEN	185
8.1	Grootte trekkrachten en vergelijking belastingfactoren	185
8.2	Invloed positie op talud	191
8.3	Stick- en slipkrachten	197
8.4	Analyse sterkte en stijfheid op basis van gemiddelden	203
8.5	Helling gemeten kracht-weg diagrammen	208
8.6	Analyse individuele proeven met strokenmodel EEM	217
8.6.1	Methodiek	217
8.6.2	Stijfheden zoals berekend met EEM	218
8.7	Vergelijking gevonden modelafhankelijkheden en stijfheden met metingen	221
8.8	Reversibiliteit	224
8.9	Orthogonaliteit van de toplaagconstructie	225
8.10	Analyse gevonden normaalkrachten	226

9	ANALYSE SCHUIFPROEVEN	232
9.1	Werkwijze bij analyse	232
9.2	Beschrijving verschijnselen	232
9.3	Analyse gemeten verplaatsingen	234
9.4	Bepaling stijfheid	237
9.5	Reversibiliteit	240
9.6	Resultaten schuifproeven	240
10	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	242
10.1	Conclusies over wijze van beproeving	242
10.2	Conclusies over resultaten	243
10.3	Conclusies over modellen	245
10.4	Aanbevelingen	246



**LIJST VAN SYMBOLEN:**

a	[m]	fout in belastingsbreedte schuifproeven door interpolatietechniek
A	[m <sup>2</sup> ]	oppervlakte
$\alpha$	[°]	hellingshoek talud dijk
B	[m]	dwarsafmeting met lokale definitie
B <sub>x</sub>	[m]	dwarsafmeting toplaagelement in de richting op het talud
B <sub>y</sub>	[m]	dwarsafmeting toplaagelement in de richting langs de dijk
D	[m]	dikte toplaag
D <sub>15</sub>	[m]	diameter die door 15% van de korrels wordt onderschreden
D <sub>85</sub>	[m]	diameter die door 85% van de korrels wordt onderschreden
$\delta$	[m]	gemeten randverplaatsing op 0.3 meter van de rand bij schuifproeven
E	[Pa]	E-modulus ligger van toplaagelementen
E <sub>f</sub>	[Pa]	fictieve E-modulus ligger van toplaagelementen
E <sub>x</sub>	[Pa]	E-modulus ligger van toplaagelementen in de x-richting
E <sub>y</sub>	[Pa]	E-modulus ligger van toplaagelementen in de y-richting
EI	[Nm <sup>2</sup> ]	buigstijfheid ligger van toplaagelementen
EI <sub>x</sub>	[Nm <sup>2</sup> ]	buigstijfheid ligger van toplaagelementen in de x-richting
EI <sub>y</sub>	[Nm <sup>2</sup> ]	buigstijfheid ligger van toplaagelementen in de y-richting
$\varepsilon$	[-]	rek
F	[N]	kracht
$\phi$	[rad]	knoophoekverdraaiing in EEM
g	[m/s <sup>2</sup> ]	zwaartekrachtversnelling
G <sub>i</sub>	[kN]	gewicht van een individuele steen
$\gamma$	[gr]	spreidingshoek bij schuifproeven
k <sub>x</sub>	[N/m <sup>3</sup> ]	schuif-veerstijfheidsconstante bedding
$\kappa$	[1/m]	kromming
$\lambda$	[m]	karacteristieke lengte axiaal veersysteem
L	[m]	belaste lengte geschematiseerde golfbelasting
M	[Nm]	buigend moment
n <sub>LF</sub>	[-]	virtueel aantal verplaatste stenen, load factor, belasting gedeeld door G <sub>i</sub>
N	[N]	normaalkracht
N <sub>0</sub>	[kN]	randbelasting bij schuifproeven
P	[-]	kans
q	[N/m]	gelijkmatig verdeelde belasting
	[N/m <sup>2</sup> ]	gelijkmatig verdeelde belasting
q <sub>s</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	effectieve gewicht toplaagelementen per m <sup>2</sup> = $\Delta D$
q <sub>w</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	waterdrukverschil over toplaag
r	[m]	effectieve straal verplaatsingsgebied
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	soortelijk gewicht
$\sigma$	[N/m <sup>2</sup> ]	spanning
$\sigma_1$	[N/m <sup>2</sup> ]	piekspanning
u	[m]	knoopverplaatsing
u <sub>0</sub>	[m]	randverplaatsing bij schuifproefmodel, zie $\delta$
v	[m]	translatie
V	[kN]	dwarskracht in EEM
x	[m]	coördinaat in richting talud (landinwaarts is positief)
X <sub>0</sub>	[m]	randafstand evenwichtsmodel in x-richting
y	[m]	coördinaat evenwijdig aan de dijk
Y <sub>0</sub>	[m]	randafstand evenwichtsmodel in y-richting

$z$	[m]	coördinaat loodrecht op talud (neerwaarts is positief)
	[m]	maximale veldverplaatsing bij belasten van de zetting
$Z_c$	[m]	de hoogte van het contactvlak tussen de stenen bij buiging in een steenzetting

## 1 INLEIDING

### 1.1 Onderzoeksprogramma

In gevolge de Wet op de Waterkering dienen steenbekledingen, als onderdeel van de waterkering, vijfjaarlijks getoetst te worden conform de Leidraad Toetsen op Veiligheid. In de praktijk kan op basis van de huidige wetenschappelijke kennis aan veel steenbekledingen geen definitief toetsoordeel toegekend worden.

In 2003 is daarom door de Dienst Weg- en Waterbouw van Rijkswaterstaat het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen opgestart. Het doel van dit programma is het reduceren van kennisleemtes ten einde te komen tot scherpere toetsingsregels en daarmee sneller en vaker tot definitieve toetresultaten.

Als onderdeel van dit programma zijn bureaustudies uitgevoerd naar het gedrag en de sterkte van zettingen waarvan verondersteld wordt dat deze geklemd zijn. Ook zijn in 2003 en 2004 proeven uitgevoerd op steenzettingen in laboratorium omstandigheden. Er zijn meervoudige trekproeven en ook schuifproeven uitgevoerd op horizontaal liggen steenzettingen. Klemming werd daarbij kunstmatig aangebracht door middel van vijzels in het vlak van de constructie.

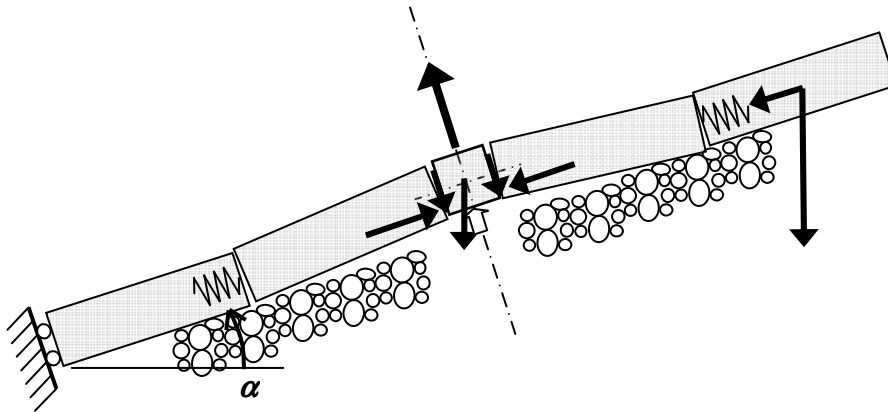
De meetserie die in dit rapport wordt beschreven heeft betrekking op een volgende stap in het onderzoeksprogramma. Op enkele steenzettingen in Zeeland zijn meervoudige trekproeven en schuifproeven uitgevoerd. De meetserie heeft plaatsgevonden tussen december 2005 en mei 2006. Door het Waterschap Zeeland en het projectbureau Zeeweringen zijn daartoe enkele dijkvakken ter beschikking gesteld.

De ideeën voor een dergelijke meetserie bestaan al sinds 2003. Ze zijn enkele malen besproken in de klankbord groep Steenzettingen, bestaande uit prof. ir. J.K. Vrijling, ir. M. Klein Breteler (WL|Delft Hydraulics), ir. A. Bezuijen (GeoDelft), R. 't Hart (RWS-DWW) en ir. D.J. Peters (Royal Haskoning). Royal Haskoning heeft op 12 oktober 2005 van DWW opdracht gekregen om de proeven uit te voeren. Royal Haskoning heeft de proeven uitgevoerd samen met het betontechnologisch laboratorium BAS BV te Venray. Een belangrijk deel van de werkzaamheden zijn uitgevoerd door Joris Blom, in het kader van zijn afstudeerwerk aan de TU Delft.

De begeleiding vanuit de opdrachtgever is verzorgd door ir. R. 't Hart.

### 1.2 Achtergrond proeven

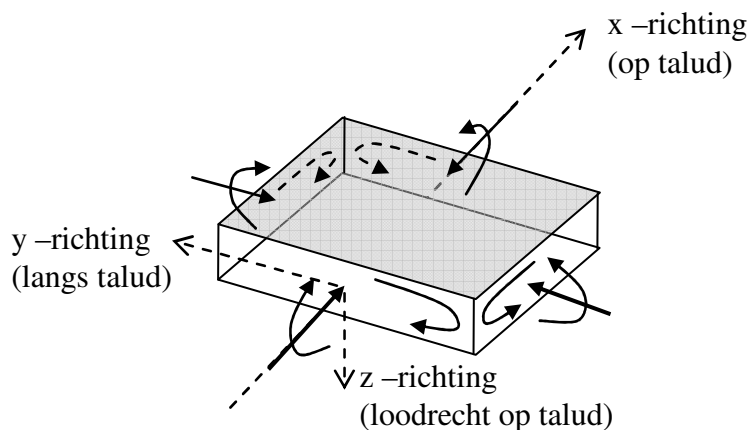
Het model voor een geklemd toplaag is een systeem van losse stenen dat door normaalkracht kan werken als een voorgespannen ligger. De normaalkracht kan worden geleverd door de zwaartekracht. De toplaag werkt dan als een ligger in de richting van het talud. Dit principe is in de figuur hieronder weergegeven. In de praktijk wordt de opwaartse kracht geleverd door de waterdruk onder de bekleding bij maximale golfterugloop.



**Figuur 1: Model van een lokaal belaste geklemde toplaag. De veerwaarde geeft als tweede orde effect extra normaalkracht**

Er kan ook normaalkracht aanwezig zijn in de langsrichting van de dijk of ontstaan als tweede orde effect behorende bij verticale vervorming. Indien er buiging optreedt in de twee richtingen in het vlak van de steenzetting is er sprake van een plaatvormige constructie.

Platen dragen belasting loodrecht op hun vlak af door (een combinatie van) buiging in x-richting, in y-richting en/of door wringing.



**Figuur 2: Plaatveld met normaalkrachten, buigende en wringende momenten**

Als gevolg van liggerwerking (in één richting) neemt de sterkte van de toplaag tegen oplichten toe tot circa 3 à 5 maal het eigen gewicht van de elementen. Dit is gebleken uit eerdere trekproevenseries en laboratoriumonderzoeken uit 2004. De sterkte is afhankelijk van de mate van concentratie van de belasting en van de grootte van de normaalkracht.

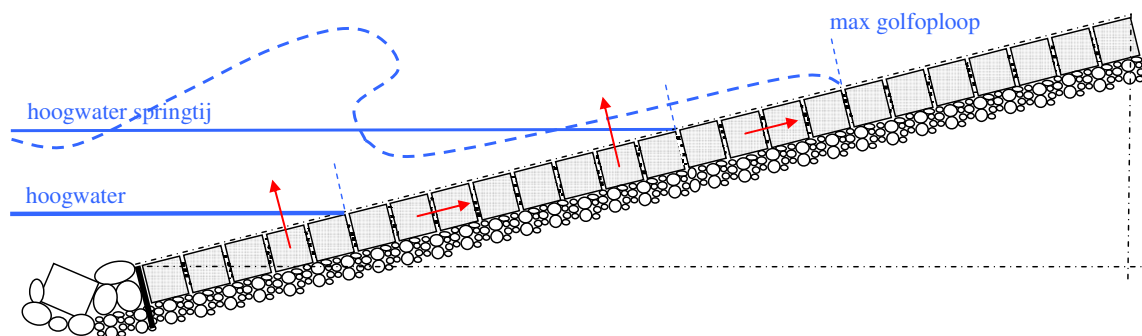
In de praktijk is de normaalkracht een onbekende. In de reeds uitgevoerde studies en ook in de uitgevoerde laboratorium proeven was de normaalkracht geen onbekende. De normaalkracht werd kunstmatig aangebracht en gemeten tijdens de proef, evenals de verplaatsingen in het vlak. Op deze wijze is de relatie tussen sterkte en normaalkracht vastgesteld en gevalideerd. Het is nu van belang te weten welke normaalkrachten in werkelijkheid initieel aanwezig zijn in een onverstoord zetting en hoe deze vergroot of verkleind worden gedurende het bewegen van de stenen.



De aanwezigheid van initiële normaalkracht en de mogelijkheid om deze op te wekken bij vervorming van de bekleding in zijn eigen vlak, zal worden onderzocht met veldproeven.

Evenals bij de laboratoriumproeven [Peters, 2004] zijn er twee soorten proeven uitgevoerd, trekproeven en schuifproeven.

Omdat de capaciteit voor klemming af kan hangen van de lengte van het deel van het talud dat zich boven het aangevallen punt bevindt is er gekozen voor proeven op meerdere meetlijnen. Zowel de trekproeven (rode pijlen haaks op de zetting) als de schuifproeven (rode pijlen in het vlak van de zetting) zijn uitgevoerd op twee posities zoals aangegeven in figuur 3.



Figuur 3: Model van de toplaag met daarin aangegeven het principe van de proefstukken

### 1.3 Scope en doelstelling proeven

Het doel van de proeven is: het vaststellen van de aanwezigheid en de grootte van initiële normaalkracht in de twee richtingen van het talud en het onderzoeken van de mogelijkheid om deze normaalkracht op te wekken, dan wel te vergroten bij vervorming van de bekleding in zijn eigen vlak.

Resultaatsvereisten voor de proeven zijn:

- de grootte van de aanwezige normaalkracht;
- de voegstijfheid;
- is er toename van de normaalkracht waarneembaar bij verticale verplaatsing?
- de grootte van de pakkingsrek;
- is de verplaatsing en opbouw van de normaalkracht reversibel?
- is er een elastische limiet waarboven de toplaag echt over de bedding schuift en niet meer terug komt?
- hoeveel verplaatsing gaat 'naar beneden' en hoeveel 'naar boven'?

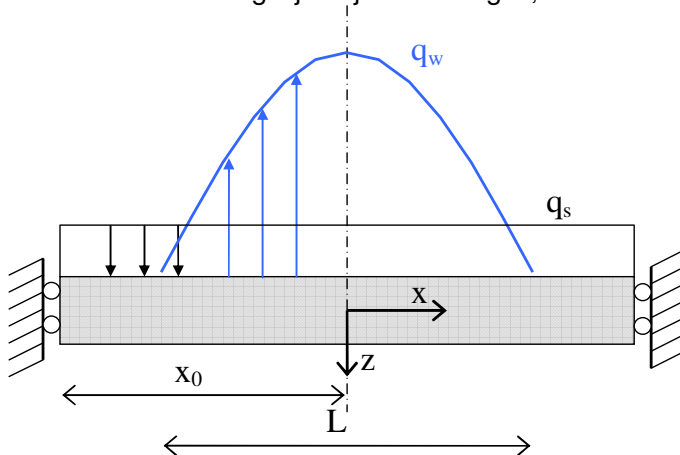


## 2 MODELBESCHRIJVING

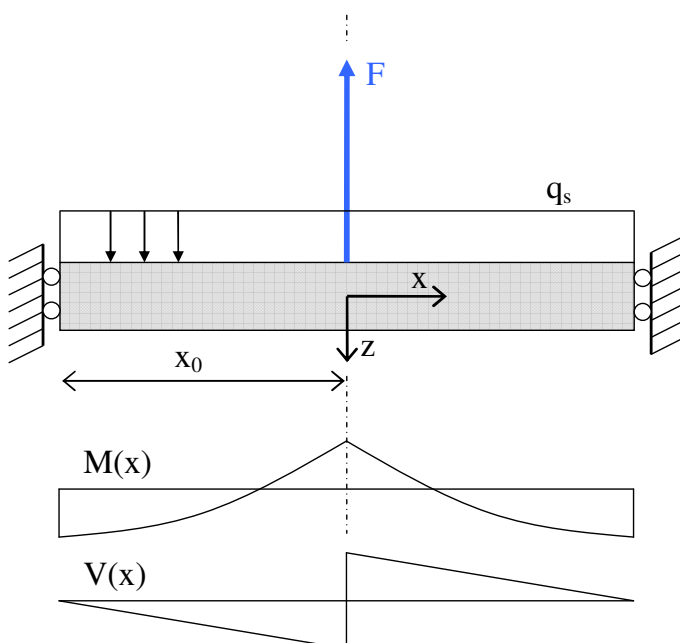
In dit hoofdstuk zijn de delen uit de ontwikkelde modellen beschreven die relevant zijn voor de opzet en de analyse van de trekproeven en de schuifproeven.

### 2.1 Liggermodel trekproeven

Het basismodel voor de trekproeven is de buigligger uit [Peters 2004]. Bij de trekproeven in dit onderzoek is de ligger niet belast met een stijghoogte verschil dat over meerdere stenen tegelijkertijd aanwezig is, maar met een geconcentreerde trekkracht.



Figuur 4: Evenwichtmodel van lokaal door stijghoogteverschil belaste toplaag



Figuur 5: Evenwichtmodel van op één element belaste toplaag met bijbehorende momenten- en dwarskrachtenlijnen

De opwaartse waterbelasting in figuur 4 is:  $q_w(x) = q_w \cos \frac{\pi x}{L}$  voor  $-1/2L < x < 1/2L$

Integratie van de opwaarts gerichte belasting geeft voor  $x > 0$ :

$$\int_0^{\frac{1}{2}L} q_w \cos \frac{\pi x}{L} = \left[ -\frac{q_w L}{\pi} \sin \frac{\pi x}{L} \right]_0^{\frac{1}{2}L} = -\frac{1}{\pi} q_w L$$

De lengte van het deel van de toplaag tussen de dwarskrachten nulpunten wordt nu gevonden uit:

$$\frac{x_0}{L} = \frac{1}{\pi} \frac{q_w}{q_s} \text{ voor } x_0 > \frac{1}{2}L$$

met  $q_s$  = het gewicht van de toplaag

$$q_s = (\rho_s - \rho_w)g D \cos \alpha = \rho_w g \Delta D \cos \alpha$$

Bij de proefnemingen geldt uiteraard het bovenwatergewicht.

$$q_s = \rho_s g D \cos \alpha = \rho_w g (\Delta + 1) D \cos \alpha$$

Specifiek voor trekproeven op één steen (figuur 5) geldt dat  $L = B_x$ .

De aangebrachte trekkracht  $F$  is gelijk aan de integraal  $F = \frac{2}{\pi} q_w L$ , waardoor dus geldt

$$\text{dat } q_w = \frac{\pi}{2} F / B_x \text{ en } x_0 = \frac{1}{2} \frac{F}{q_s}.$$

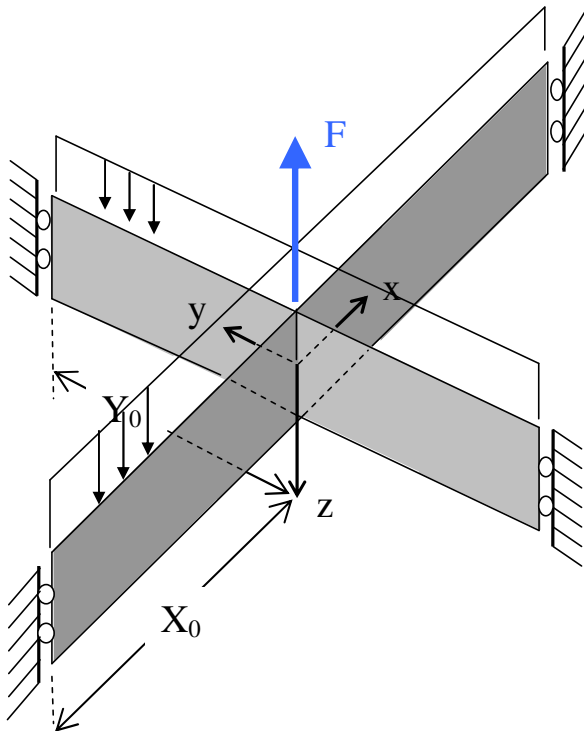
$$\text{Met moment bedraagt } M_{ext} = \frac{1}{4} q_s x_0^2.$$

$$\text{De dwarskracht } V_{ext} = \frac{1}{2} F = q_s x_0.$$

De capaciteit voor het moment en de dwarskracht zijn afhankelijk van de normaalkracht. Zie daarvoor [Peters, 2004].

## 2.2 2-D liggermodel trekproeven

Indien er in de toplaag normaalkracht in twee richtingen aanwezig is, kan er in eerste instantie worden aangenomen dat er twee draagwegen ontstaan die beide bijdragen aan de weerstand tegen de belasting. De systemen zijn gekoppeld middels de gelijke verticale verplaatsing van de belaste steen.



**Figuur 6: Evenwichtsmodel van op een element belaste toplaag met draagwegen in twee richtingen (x tegen talud en y langs talud)**

Het is de verwachting dat de verplaatsing van het systeem bij begin van de vervorming een beperkt, zo niet verwaarloosbaar effect op de grootte van de normaalkracht zal hebben. Dit effect is er wel bij een verticale vervorming groter dan circa  $0.1 \times$  de toplaagdikte  $D$ , en een vervorming in het vlak ( $xy$ -vervorming) van groter dan  $0.01 \times D$ . Feitelijk is het criterium dat de te meten  $xy$ -vervorming groter moet zijn dan de vervorming die normaalkrachtsopbouw geeft.

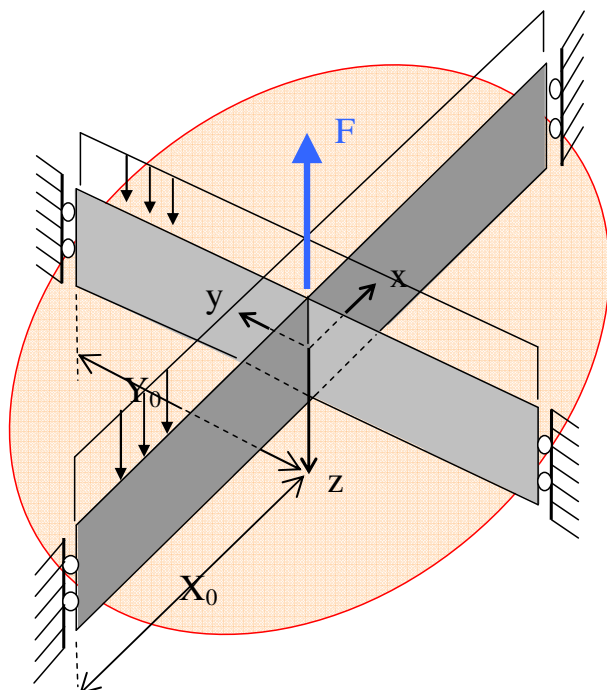
Bij vervormingen kleiner dan deze criteria moet de klemming worden ontleend aan initiële aanwezige normaalkracht.

Vanuit de modelvorming wordt bij de analyse de volgende werkwijze gevolgd. De werkwijze wordt uitgelegd aan de hand van een enkelsteens-trekproef.

De grootte van het opgetrokken veld wordt vastgesteld uit de metingen. Het verticaal evenwicht van het veld wordt gecontroleerd. De meetwaarden worden geselecteerd op 'kloppende' verticaal evenwichten. Te kleine en te grote velden vallen daarbij af. Bij te kleine velden is de meetnauwkeurigheid van te grote invloed en bij te grote velden neemt de nauwkeurigheid af omdat dan aan de poten van de trekinstallatie wordt getrokken in plaats van aan de toplaag. Van de correcte meetvelden wordt de verhouding  $X_0 / Y_0$  bepaald. Evaluatie van vergeetmenietjes leidt tot de conclusie dat de langere toplaagligger een grotere stijfheid moet hebben met een verhouding:

$$\frac{EI_x}{EI_y} = \left(\frac{X_0}{Y_0}\right)^4$$

De eigen gewichtsbelasting van de zetting is per strook verwerkt als een gelijkmatig verdeelde belasting. De verdeling van de trekkracht over de twee stroken volgt uit de gelijkstelling van de verticale verplaatsingen.



**Figuur 7: Model met indicatie vervormingveld**

In een Maple sheet is de verdeling van de belastingen in twee richtingen uitgewerkt. Daarbij is het eigen gewicht van de zetting over de stroken verdeeld middels een scheidslijn onder 45°, waarbij ieder punt naar de dichtstbijzijnde strook afdraagt. Dan wordt een verband gevonden met gemiddeld een macht 4.55. Daar bij wordt voor beide stroken een effectieve breedte van  $Y_0$  aangehouden. De traagheidsmomenten van de toplaagplaatstroken zijn dan gelijk:

$$I_x = I_y = \frac{1}{12} Y_0 D^3$$

$$\frac{E_x}{E_y} = \left(\frac{X_0}{Y_0}\right)^{4.55}$$

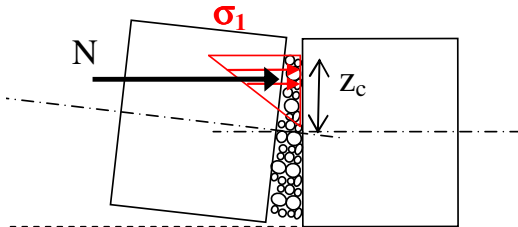
**Tabel 1: Kentallen formules verhoudingen E-moduli**

$X_0 / Y_0$ macht	$E_x / E_y$ 4	$E_x / E_y$ 4.55
1.0	1.0	1.0
1.1	1.5	1.5
1.2	2.1	2.3
1.3	2.9	3.3
1.4	3.8	4.6
1.5	5.1	6.3

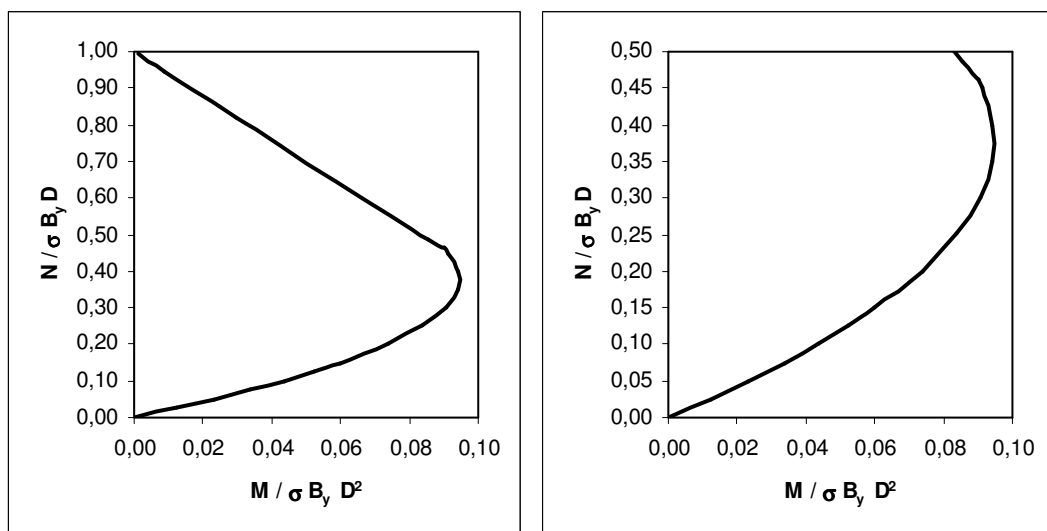
### 2.3 Voegmodel

De buigstijfheid van de geklemde plaatstrook is afhankelijk van de normaalkracht. Deze afhankelijkheid is te bepalen met een model waarbij verondersteld wordt dat de contactspanning tussen de toplaagelementen een driehoekig verloop heeft. De piekwaarde van de contactspanning aan de rand heeft een vaste waarde. Dan is het volgende N-M interactie diagram te bepalen, analoog aan dat van een ongewapende betonkolom.

Daarbij wordt het optredende moment uitgedrukt relatief ten opzichte van de momentcapaciteit  $\sigma_1 B_y D^2$ , en de optredende normaalkracht ten opzichte van de normaalkrachten-capaciteit  $\sigma_1 B_y D$ .



**Figuur 8: Model doorsnede ten behoeve van relatie normaalkracht en moment**



**Figuur 9: Interactiediagram normaalkracht en moment (rechts het parabolisch fragment van de linkergrafiek).**

Uitgaande van een waarde van de elasticiteit van het toplaagligger systeem van stenen en voegen, kan een met de spanningsverdeling corresponderende kromming worden berekend.

$$\kappa = \frac{\varepsilon_1}{z_c}, \text{ met } \varepsilon_1 = \sigma_1 / E$$

waarin

$\sigma_1$  = de piekspanning [Pa]

$\varepsilon_1$  = de rek [-]

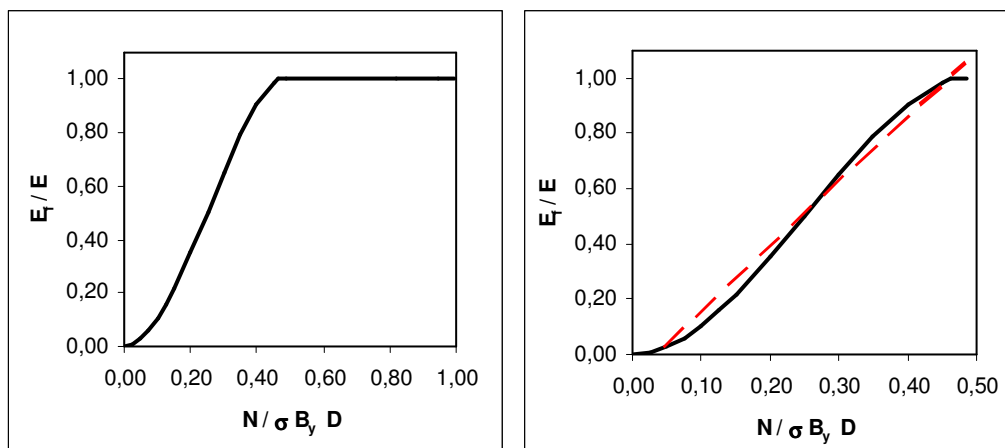
$z_c$  = de hoogte van het contactvlak [m]

Door nu het moment  $M$  te delen door de kromming  $\kappa$  wordt een fictieve buigstijfheid gevonden. Door deze weer te delen door het traagheidsmoment  $I$  wordt een fictieve  $E$ -modulus gevonden.

$$M = (EI) \times \kappa \text{ [kNm]}$$

$$E_f = \frac{M}{IK}, \text{ met } I = \frac{1}{12} B_y D^3$$

De fictieve E-modulus  $E_f$  kan vervolgens weer dimensieloos worden gemaakt door hem te delen door de werkelijke axiale E-modulus. Dan wordt de relatie gevonden zoals weergegeven in de onderstaande figuur.



**Figuur 10:** De fictieve E-modulus als functie van de normaalkracht (rechts een fragment van de linkergrafiek, met een lineaire fit)

Tussen de  $N = 0$  en  $N = 0.5 \sigma_1 B_y D$  verloopt de relatie in een geleidelijke curve van geen stijfheid ( $E_f = 0$ ) naar de waarde van de axiale stijfheid  $E_f = E$ . Deze curve kan voor het in de praktijk relevante bereik benaderd worden met een lineair verband. Dan geldt dus dat de normaalkracht in de doorsnede evenredig is met de gevonden stijfheid van de plaatstrook.

## 2.4 Werkwijze combinatie en verfijning van ligger- en voegmodel

In het hierboven beschreven model van de stijfheid van de doorsnede blijft een afhankelijkheid van de normaalkracht. De stijfheid kan worden berekend uit het gemeten verplaatsingsverloop. Op deze wijze kan (indirect) een normaalkracht worden bepaald.

De normaalkracht kan ook worden bepaald uit de in de plaatstroken berekende momenten. Het is de bedoeling om de grootte van de normaalkracht te bepalen vanuit de te berekenen momenten en vanuit de gemeten verplaatsingen.

Uit de gemeten verplaatsing wordt een fictieve E-modulus bepaald, waarvan de ratio tussen deze fictieve E-modulus en de axiale E-modulus afhankelijk is van de relatieve normaalkracht  $N / \sigma_1 B_y D$ . Dit is beschreven in paragraaf 2.3.

De uit het evenwicht van de stroken te berekenen momenten leveren ook een relatie tussen  $N$  en  $\sigma_1$ . De schuifproeven leveren meetwaarden voor de axiale E-modulus. Dit totaal aan relaties is juist voldoende voor een bepaling van de fictieve E-modulus.

Voor de normaalkracht is er ook een meer eenvoudige bepalingswijze van  $N$ . Indien de waarde van de sterkte voor voegcontactspanning  $\sigma_1$  oneindig hoog is, wordt een waarde van  $N$  gevonden die een ondergrens is van de werkelijke waarde (zie figuur 8). De verplaatsingsdata worden dan buiten beschouwing gelaten.

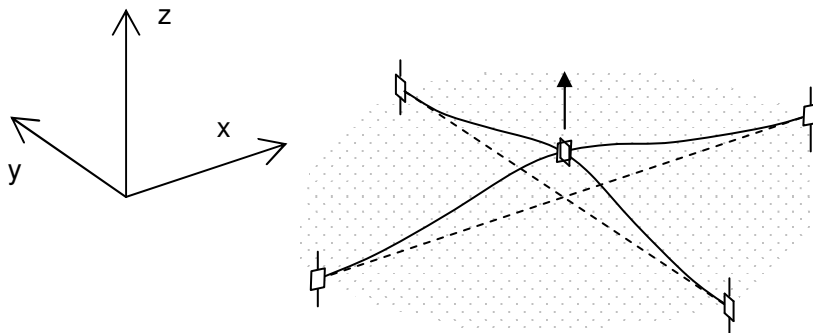
De analyse geschiedt met een strokenmodel uitgewerkt met de eindige elementen methode (EEM). De input voor het model zijn gemeten krachten, de gemeten verplaatsingen en de gemeten bekledingsdikte en soortelijke massa.



De grootte van de gemeten belasting moet corresponderen met de oppervlakte van het gemeten verplaatsingsveld maal het gewicht van de bekleding. De contourlijn met nul verplaatsing valt dan samen met de lijn waar de dwarskracht nul is.

Voor een selectie uit de tijdstappen van de diverse proeven is de kracht, cq. de som van de krachten vergeleken met het gewicht van het in beweging gebrachte deel van het veld. Er zijn uit alle proeven tijdstappen geselecteerd waarin deze gezochte overeenkomst met een maximale afwijking van circa 10% kan worden vastgesteld.

Voor de gevallen waarvoor de overeenkomst goed is wordt het Eindige Elementenmodel bestaande uit balkelementen van toepassing geacht.



**Figuur 11: Geometrie EEM model met 5 knopen en 4 balkelementen voor de enkelsteens proef**

De element stijfheidsmatrix voor de elementen in x-richting in dit model is als volgt.

$$\begin{Bmatrix} F_{z1} \\ T_{y1} \\ F_{z2} \\ T_{y2} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L^2} \begin{bmatrix} \frac{12}{L} & -6 & -\frac{12}{L} & -6 \\ -6 & 4L & 6 & 2L \\ -\frac{12}{L} & 6 & \frac{12}{L} & 6 \\ -6 & 2L & 6 & 4L \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_{z1} \\ \varphi_{y1} \\ u_{z2} \\ \varphi_{y2} \end{Bmatrix}$$

De element stijfheidsmatrix voor de elementen in y-richting is.

$$\begin{Bmatrix} F_{z1} \\ T_{x1} \\ F_{z2} \\ T_{x2} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L^2} \begin{bmatrix} \frac{12}{L} & -6 & -\frac{12}{L} & -6 \\ -6 & 4L & 6 & 2L \\ -\frac{12}{L} & 6 & \frac{12}{L} & 6 \\ -6 & 2L & 6 & 4L \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_{z1} \\ \varphi_{x1} \\ u_{z2} \\ \varphi_{x2} \end{Bmatrix}$$

waarin

$F_z$  = de knoopkracht

$T_x$  = het knooppmoment in de richting om de x-as

$T_y$  = het knooppmoment in de richting om de y-as

$EI$  = de buigstijfheid met  $I = \frac{1}{12} BD^3$  en  $B = \frac{1}{2} \min(X_0; Y_0)$

$L$  = de lengte van het element

$u_z$  = de verticale verplaatsing (z-richting)

$\varphi_x$  = de rotatie om de x-as

$\varphi_y$  = de rotatie om de y-as

Verplaatsingen in de richtingen x en y en rotaties om de z-as worden in het model niet meegenomen.

Het systeem bestaat uit bij de enkelsteensproeven uit 4 elementen en bij de driesteensproeven uit 10 elementen. Conform de werkwijze bij de eindige elementenmethode kan er een systeemstijfheidsmatrix worden samengesteld uit de componenten van de elementstijfheidsmatrices.

Aan de randen van het model worden zowel  $u_z$  als  $\varphi_y$  dan wel  $\varphi_x$  verondersteld nul te zijn. Dat betekent dat de rotatie van de stenen op de rand van het in beweging gebrachte veld nul is. Op deze wijze wordt de gemeten 'klok'vorm het best vertaald in het model. Met deze aanname wordt een systeemstijfheidsmatrix samengesteld die 3 vrijheidsgraden per trekpunt heeft.

De op dit systeem aan te brengen belasting bestaat uit (a) de trekkracht en (b) het gewicht van de toplaag. De belasting (b) is gelijkmatig verdeeld over de lengte van de elementen en moet conform de Eindige elementen methode worden aangebracht in de vorm van knoobelastingen. Per element gaat helft van de belasting naar de linker en de helft naar de rechterknoop. De helft van de gewichtsbelasting gaat direct naar de oplegging. Dit is conform de eindige elementen methode en levert, bij correcte toepassing van de hieronder beschreven postprocessing met de primaire krachtswerking binnen de elementen, een exacte oplossing.

De procedure is als volgt. De meetwaarden voor de elementlengtes worden ingevuld. De gemeten belasting wordt ingevoerd als knoobelasting. Er wordt een oplossing van de matrix bepaald, waarbij de E van de elementen zodanig gekozen wordt dat de grootte van de door het EEM model berekende verplaatsing overeen komt met de gemeten waarde.

Bij de gevonden oplossing hoort een eenduidige verdeling van momenten- en dwarskrachten. De momenten en dwarskrachten zijn inwendige element grootheden. Deze worden bepaald uit de momenten en dwarskrachten die behoren bij de oplossing van de knoobelasting plus de zogenaamde primaire momenten en dwarskrachten. Deze primaire momenten en dwarskrachten behoren bij de toerekening van de gelijkmatig verdeelde belasting naar de knoobelastingen.

Er zijn nu per element - als uitkomst van de analyse met het model - dus twee bekende gegevens: het buigend moment en de (fictieve) E-modulus.

De bedoeling is nu om een normaalkracht te bepalen.

Voor de extreme waarde van het moment geldt (zie figuur 8):

$$N = \frac{M}{e} = \frac{M}{\frac{1}{2} f_1 f_2 D - \frac{1}{3} z_c} \text{ met } z_c = \frac{N}{\frac{1}{2} \sigma_1 B_y} \quad (1)$$

waarin

- e = de excentriciteit van de normaalkracht in de doorsnede
- $\sigma_1$  = de maximaal op te nemen spanning in het voegvullingsmateriaal (sterkte)
- $z_c$  = de hoogte van het drukvlak
- $f_i$  = reductiefactor(en) voor de effectieve hoogte (in verband met afschuining van de hoeken van het blok en onvolledige voegvulling)

Herschrijving van (1) levert een vierkantsvergelijking in  $N$  op. De piekspanning  $\sigma_1$  is een onbekende in deze vergelijking.

Voor het limietgeval van een zeer hoge waarde van de piekspanning  $\sigma_1$  wordt een waarde van  $N$  gevonden die een ondergrens is van de  $N$  die uit de vierkantsvergelijking volgt. Gegeven een waarde van het moment  $M$ , wordt de kleinste normaalkracht  $N$  gevonden bij de grootste excentriciteit  $e$ .

De fictieve E-modulus  $E_f$  kan middels de verhouding van  $N$  en  $\sigma_1$  worden gerelateerd aan de basis waarde van de E-modulus. Deze basiswaarde geldt voor centrische axiale belasting (zie figuur 10).

Het limiet geval van een oneindig hoge piekspanning  $\sigma_1$  en een eindige waarde van  $N$  geeft  $E_f / E = 0$ . Bij aanname van een eindige waarde van  $\sigma_1$ , bijvoorbeeld 200 kPa, kan uit (1) een waarde voor  $N$  worden berekend en kan uit figuur 3 de verhouding van  $E_f$  en  $E$  worden bepaald.  $E_f$  is bekend uit de modelberekening, waardoor de basiswaarde van  $E$  bekend wordt als functie van een keuze voor  $\sigma_1$ .

Theoretisch heeft dit stelsel van vergelijkingen een onbekende te veel.

Er zijn meerdere manieren denkbaar om dit probleem te tackelen:

1. Vergelijking van de gevonden waarden voor de twee richtingen. De  $N$  kan voor de twee richtingen verschillend zijn. Er wordt aangenomen dat de voegsterkte  $\sigma_1$  en ook de axiale  $E$  voor de twee richtingen gelijk zijn. Theoretisch kan dit wel anders zijn als het beton-beton contactvlak of de voegdikte in beide hoofdrichtingen verschilt (bv bij Hydroblocks). Met deze aanname kan per trekproef per locatie een theoretisch sluitende oplossing voor de waarden van  $N$  worden gevonden. Van dit gegeven wordt gebruik gemaakt bij analyse van de proeven.
2. Vergelijking van de meerdere tijdstappen uit één proef. Er is een beperkt aantal proeven geschikt om op meerdere tijdstippen te analyseren. De voegsterkte  $\sigma_1$  en de axiale  $E$  zijn in het model in principe onafhankelijk van de belastinggraad. De waarde van  $E_f$  zal afnemen bij toenemende belasting. Op deze wijze kan voor elk paar tijdstappen een eenduidige oplossing voor  $N$  worden gevonden. Deze analyse kan in principe per balkrichting, onafhankelijk van de data in de andere richting worden uitgevoerd.
3. Er kan voor de basis  $E$  gebruik gemaakt worden van de resultaten van de schuifproef. Het heeft de voorkeur om de resultaten van de schuifproeven te gebruiken als een onafhankelijke controle en niet als een theoretisch noodzakelijk gegeven in de analyse van de trekproeven.
4. Uit driesteens trekproeven kunnen theoretisch extra vergelijkingen uit het complexere mechanica schema worden gehaald.

In de analyse in hoofdstuk 8 wordt gebruik gemaakt van het onder punt 1 en 3 genoemde. Punt 4 is praktisch onbruikbaar vanwege de grote spreiding in de krachten op de trekstenen.

## 2.5 Plaatmodel voor trekproeven

Voor de analyse van de trekproeven wordt tevens gebruik gemaakt van het model van een elastische, symmetrisch belaste ronde plaat. De plaatrand is rondom ingeklemd. Dit model is vooral relevant voor de verklaring van het feit dat het mogelijk blijkt om lokaal zeer grote trekkrachten aan te brengen.

Voor de formules behorend bij dit model kan gebruik gemaakt worden van [Timoshenko, 1959]. Het belastinggeval in het model wordt opgebouwd uit twee basis belastinggevallen, te weten een plaat belast met een gelijkmatig verdeelde belasting  $q$  [N/m<sup>2</sup>], en een plaat met een puntlast  $P$  in het midden. Door de puntlast te definiëren als  $P = -q\pi R^2$  [N],

ontstaat er een situatie waarbij de dwarskracht aan de rand nul is. De hoekverdraaiing aan de rand is verhinderd. De afzonderlijke gevallen met belasting  $q$  en  $P$  kunnen worden opgebouwd uit basisgevallen met een scharnierende rand, met daarop gesuperponeerd een belastinggeval met een uniform randmoment,  $M_2$  genaamd.

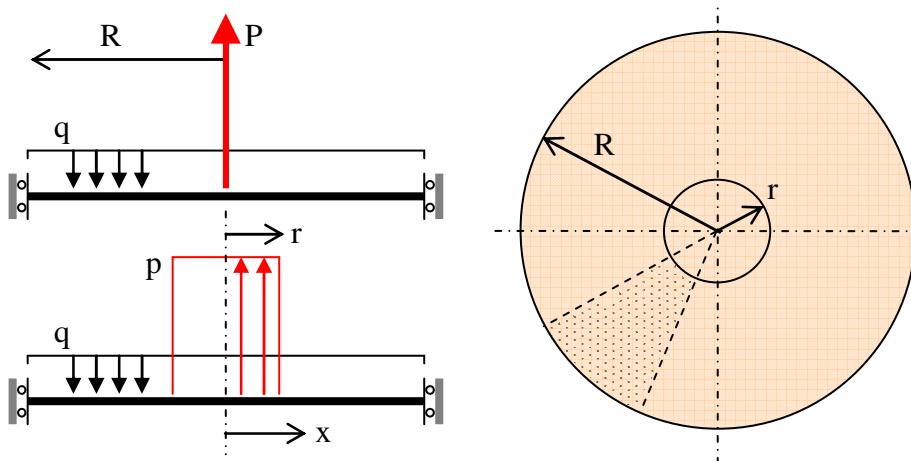
Ter verbetering van de nauwkeurigheid in de gevallen waarbij  $R$  relatief klein is, kan het geval van de puntlast vervangen worden door een gelijkmatig verdeelde belasting in de centrale zone van de plaat. De belasting is dan gedefinieerd als:

$$P = p\pi r^2 = -q\pi R^2,$$

waaruit volgt dat

$$p = -q \frac{R^2}{r^2} \text{ [N/m}^2\text{]}$$

De belasting  $p$  is aanwezig binnen de cirkel met straal  $r$ . Er geldt  $r < R$ .



**Figuur 12: Model cirkelvormige elastische plaat met straal  $R$ , belast met verdeelde belasting  $q$ , met puntlast  $P$  en met last  $p$  verdeeld over beperkt, cirkelvormig oppervlak met straal  $r$ .**

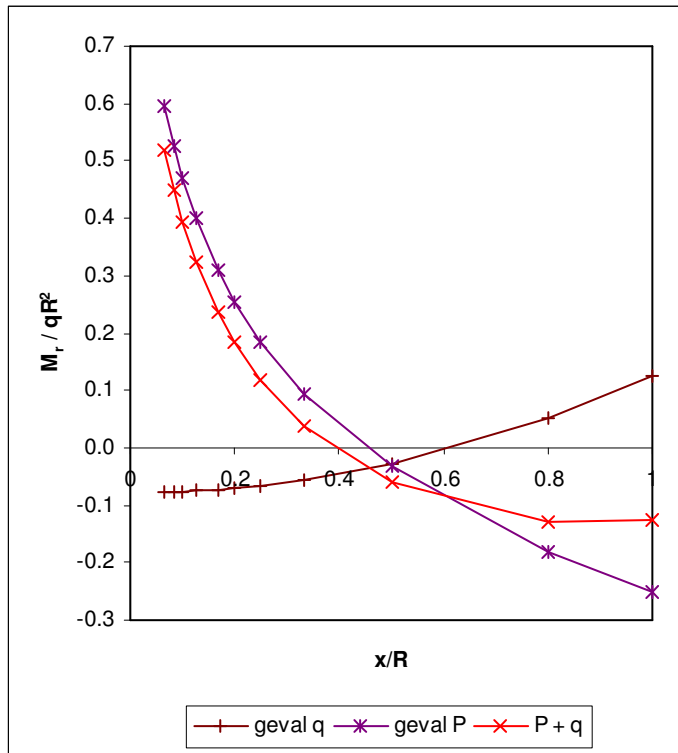
Het radiale buigend moment ten gevolge van alleen  $q$  bedraagt:

$$M_r = \frac{qR^2}{16} \left( (1+\nu) - \frac{x^2}{R^2} (3+\nu) \right) \text{ [N]}$$

Het radiale buigend moment ten gevolge van de centrale puntlast  $P$  bedraagt:

$$M_r = \frac{P}{4\pi} \left( (1+\nu) \ln \frac{R}{x} - 1 \right) = -\frac{qR^2}{4} \left( (1+\nu) \ln \frac{R}{x} - 1 \right)$$

Deze twee uitdrukkingen zijn, als functie van de radiale coördinaat  $x$ , weergegeven in de onderstaande figuur. Waarden  $x/R < 0.1$  zijn niet relevant.



**Figuur 13: Grafiek radiaal buigend moment in cirkelvormige elastische plaat**

Voor het basisgeval met alleen belasting  $p$  op het gebied binnen de binnencirkel met straal  $r$  geldt voor het moment  $M_2$  op de plaatrand:

$$M_2 = -P \frac{(2R^2 - r^2)}{8\pi R^2}$$

Voor het moment juist op de binnencirkel  $x = r$ , dat is het moment in de voeg rondom de treksteen wordt dan gevonden:

$$M_r = \frac{(1+\nu)P}{4\pi} \ln \frac{R}{r} + \frac{(1-\nu)P(R^2 - r^2)}{16\pi R^2} - P \frac{(2R^2 - r^2)}{8\pi R^2}$$

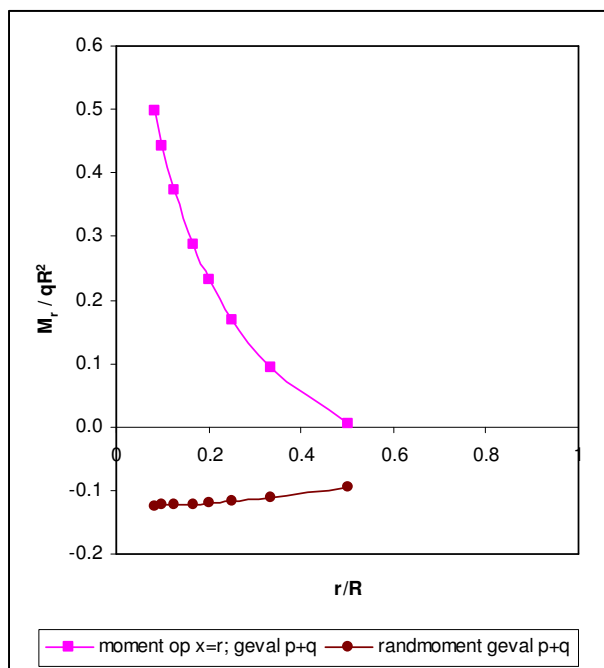
Deze waarden moeten worden gesuperponeerd op de waarden behorend bij het belastinggeval alleen  $q$ , waar voor  $x$  respectievelijk de waarde van  $R$  en van  $r$  kan worden ingevuld.

$$M_2 = -\frac{qR^2}{8} - P \frac{(2R^2 - r^2)}{8\pi R^2} = \frac{q(R^2 - r^2)}{8}$$

$$M_r = \frac{(1+\nu)P}{4\pi} \ln \frac{R}{r} + \frac{(1-\nu)P(R^2 - r^2)}{16\pi R^2} - P \frac{(2R^2 - r^2)}{8\pi R^2} + \frac{qR^2}{16} \left( (1+\nu) - \frac{r^2}{R^2} (3+\nu) \right) =$$

$$-\frac{(1+\nu)qR^2}{4} \ln \frac{R}{r} - \frac{(1-\nu)q(R^2 - r^2)}{16} + \frac{q(2R^2 - r^2)}{8} + \frac{qR^2}{16} \left( (1+\nu) - \frac{r^2}{R^2} (3+\nu) \right)$$

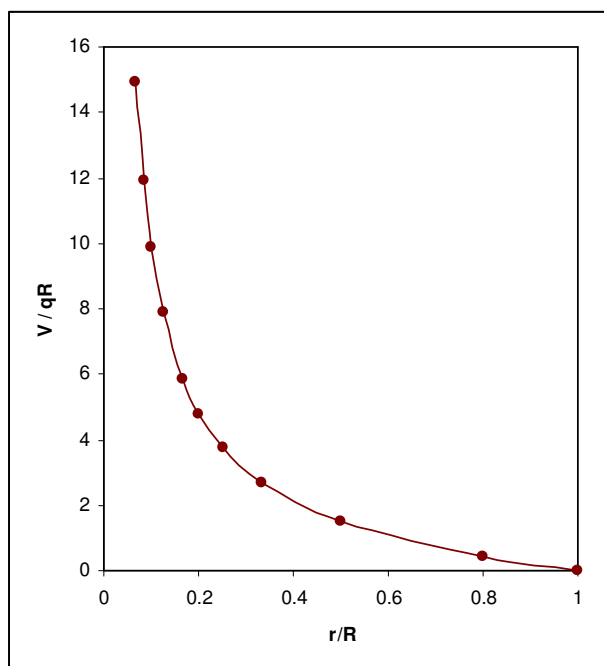
Deze twee uitdrukkingen zijn weergegeven in de onderstaande figuur voor het relevante bereik  $0.1 < r/R < 0.5$ .



**Figuur 14: Grafiek met specifieke waarden radiaal buigend moment als functie van positie r ten opzichte van R**

De dwarskracht in het model is per definitie nul langs de randen van het model en is maximaal op de straal r. De maximale dwarskracht wordt gegeven door:

$$V = \frac{q(R^2 - r^2)}{r} = qR \left( \frac{R}{r} - \frac{r}{R} \right) \text{ [N/m]}$$



**Figuur 15: Grafiek dwarskracht op positie r**

Indien de verhouding van  $r/R$  kleiner wordt, nemen de moment- en dwarskracht-coëfficiënten toe. In het centrum van de plaat, bij  $x = r$ , zijn de momenten en ook de dwarskrachten fors groter dan in de zone langs de rand van de plaat.

Het gebied met  $x < r$  staat model voor de treksteen. De begrenzing van het model,  $x = R$ , staat model voor de rand van het (theoretisch) opgelichte gebied. De grootte van het opgelichte gebied wordt berekend uit de optredende trekkracht  $P$ . Het aantal stenen dat in het opgelichte gebied valt is omgekeerd evenredig met het kwadraat van  $r/R$ .

Wij definiëren  $r^2 = \text{één (trek)steen}$ . Het aantal stenen  $n$  in het opgelichte gebied bedraagt dan:

$$n = \left(\frac{R}{r}\right)^2$$

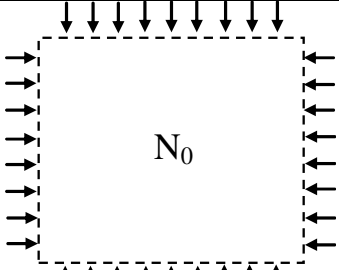
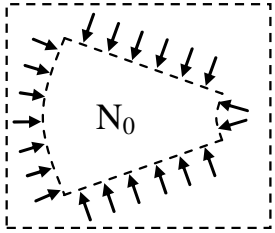
**Tabel 2: Vergelijking aantal opgelichte stenen  $n$  met parameter  $r/R$**

$n$	50	100	150
$r/R$	0.14	0.10	0.082

Tijdens de trekproeven wordt de krachtwerving in het vlak beïnvloed. Uit analyse blijkt dat ook reeds bij kleine verticale verplaatsingen direct rond de treksteen relatief grote krachten kunnen worden opgenomen. De verticale verplaatsingen zijn zodanig klein dat ze geen aanleiding kunnen geven tot 'opwekking' van extra normaalkracht middels het schuiven van toplaagelementen over de bedding.

Ter verklaring van de lokaal hoge sterkte, en bijbehorende hoge normaalkracht, wordt een model van herschikking van de toplaagelementen binnen de beschouwde cirkel gebruikt.

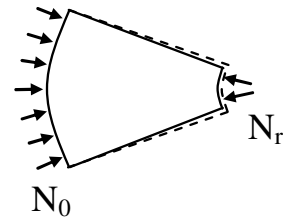
**Tabel 3: Verklarende figuren krachtwerving in het vlak**

<p>In de toplaag heerst initieel een uniforme normaalkracht <math>N_0</math> [N/m] die in het model twee richtingen gelijk is.</p>	
<p>Voor een onbelast segment uit de cirkelvormige plaat geldt dan dat op alle randen een normaalkracht <math>N_0</math> werkt.</p>	

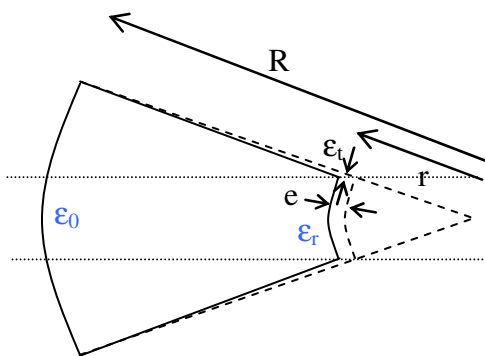
Bij belasten vanuit het midden ontstaat een spanningstoestand die de oorspronkelijke vervangst. De binnencirkel ( $x = r$ ) wordt naar buiten gedrukt en ontlast eerst de (tangentiële) normaalkracht op de radiale randen van het segment. Op deze wijze kan er een normaalkracht

$$N_r = \frac{R}{r} N_0$$

ontstaan, zonder dat er een verstoring van posities en spanningen buiten de cirkel plaatsvindt.



Het verschijnsel dat de toplaagelementen in de ring rondom de treksteen in tangentiële richting los komen te liggen, is een geometrisch verschijnsel dat wordt tegengegaan door dwarscontractie, een elastisch verschijnsel. Deze twee verschijnselen moeten qua orde van grootte met elkaar vergeleken worden, voordat kan worden geconcludeerd dat de normaalkracht rondom de treksteen inderdaad sterk kan toenemen.



**Figuur 16:** Segment uit cirkelvormige plaat, rekken in blauw zijn in de toplaagconstructie optredende radiale rekken.  $e$  = de radiale verkorting [m] van het segment tussen  $x = r$  en  $x = R$ .

De rek in de nieuwe, belaste toestand  $\epsilon_0$  aan de buitenrand en  $\epsilon_r$  juist buiten de binnenring. Dit zijn beide radiale rekken.

$$\epsilon_0 = \frac{N_0}{ED} \quad [-]$$

$$\epsilon_r = \frac{N_r}{ED} = \frac{R}{r} \epsilon_0$$

De radiale verkorting  $e$  van het cirkelsegment wordt gevonden door integratie van de rek over de straal. Numerieke integratie met drie elementen, leidt tot:

$$e = \left( \frac{R}{r + \frac{1}{6}(R-r)} + \frac{R}{r + \frac{1}{2}(R-r)} + \frac{R}{r + \frac{5}{6}(R-r)} \right) \epsilon_0 \frac{R-r}{3} \quad [\text{m}]$$

De toplaagelementen worden tegen de buitenring gedrukt. De 'ruimte' die daardoor ontstaat in het centrum van de plaat kan ook worden betrokken op de tangentiële richting. De tangentiële rek bedraagt:

$$\epsilon_t = \frac{e}{r}$$



**Tabel 4: Berekening geometrische tangentiële rek juist buiten binnenring**

$\frac{r}{R}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7
$\frac{e}{\varepsilon_0 R}$ [-]	2.098	1.552	1.183	0.908	0.690	0.356
$\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_0}$ [-]	21.0	7.76	3.94	2.27	1.38	0.509

De elastische dwarscontractie wordt berekend met de dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu$  en bedraagt circa  $0.25 \varepsilon_r$ .

Vergeleken met de uitgangssituatie (uniforme  $\varepsilon_0$ ) kan de volgende vergelijking van berekende rekken worden gemaakt.

Geometrisch:  $\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_0}{\varepsilon_0}$

Elastisch:  $\varepsilon_t = -\nu(\varepsilon_r - \varepsilon_0) = -\nu\varepsilon_0 \left( \frac{R}{r} - 1 \right)$

**Tabel 5: Vergelijking geometrische en elastische tangentiële rekken**

$\frac{r}{R}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7
Geometrisch	20.0	6.76	2.94	1.27	0.38	-
Elastisch	2.25	1.00	0.583	0.375	0.250	0.167

Het blijkt dat bij waarden van  $r/R$  kleiner dan 0.4, dat wil zeggen bij  $n > 6$ , het effect van normaalkrachtsvergroting door geometrische verdringing naar de buitenrand duidelijk groter is dan de dwarscontractie.

Hieruit kan de conclusie worden getrokken dat indien de treksteen enigszins vastgewigd ligt en er een trekkracht groter dan 6 maal het steengewicht kan worden aangebracht, er een positief werkend mechanisme ontstaat, waarbij naarmate de cirkel groter kan worden,  $r/R$  afneemt, en er een steeds grotere normaalkracht op de voegen rond de treksteen kan ontstaan. Vermoed wordt dat de voegvulling een belangrijke rol speelt in de weerstand van de treksteen indien deze wordt belast met een belasting kleiner dan 6 maal het steengewicht.

Met deze wetenschap wordt middels een case studie het al dan niet kritiek zijn van de moment- en dwarskracht capaciteit bestudeerd. In de case studie geldt:  $D = 0.35$  m,  $\cot \alpha = 4$ ,  $\rho_s = 2600$  kg/m<sup>3</sup>,  $N_0 = (x_{\text{berm}} - x_{\text{proef}}) \rho_s g \sin \alpha D$  met  $(x_{\text{berm}} - x_{\text{proef}}) = 4$  m.

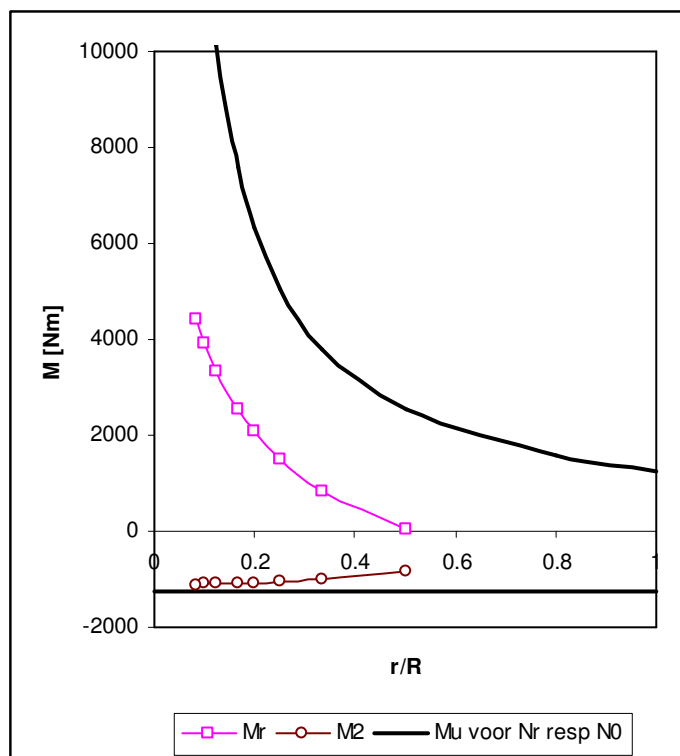
Voor deze case studie zijn de figuren 14 en 15 opnieuw weergegeven (zie figuur 17 en 18) met daarin de opnamecapaciteit voor de dwarskracht en het buigend moment. De grootte van de normaalkracht is zodanig gekozen dat er juist voldoende capaciteit is voor het randmoment  $M_2$  (zie figuur 17). Het blijkt dan dat de hoge momenten in het centrum van de plaat vrij gemakkelijk kunnen worden opgenomen. De dwarskracht is

min of meer kritiek. Met een waarde van de wrijvingscoëfficiënt  $\mu = 0.55$  blijkt de capaciteit niet toereikend. Met een hogere  $\mu$  wel.

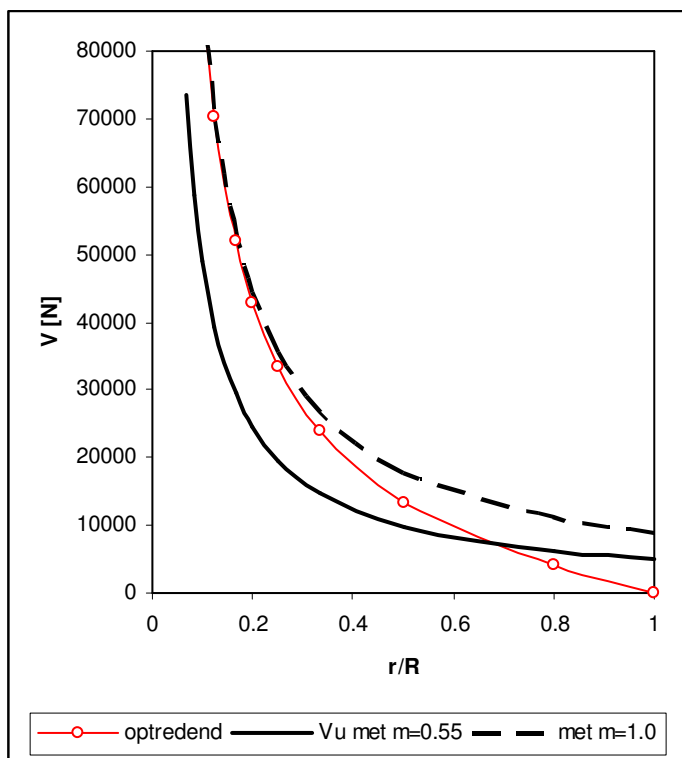
De wrijvingscoëfficiënt  $\mu$  is gemeten in een laboratorium situatie met over elkaar bewegende (weliswaar ruwe) vlakken. Het wordt mogelijk geacht dat er in de praktijk, door het scheef eruit trekken van stenen, een opgelegde schuif van lijnen en hoeken ten opzichte van vlakken optreedt, wat met een hogere wrijvingscoëfficiënt gepaard kan gaan. Het wordt niet betrouwbaar geacht om N te bepalen uit het gemeten product  $\mu N$ . Wel is het mogelijk een indicatie van de orde van grootte af te leiden uit deze waarneming.

De normaalkracht is een onbekende die uit analyse van de proeven moet worden vastgesteld. Nabij het centrum van het plaatmodel doen zich zeer grote normaalkrachten voor die de proef fysiek mogelijk maken. Deze normaalkrachten zijn initieel niet aanwezig en zijn ook niet aanwezig bij een 2-D belastingsituatie bij golfaanval. Om die reden is voorzichtigheid geboden om normaalkrachten te berekenen vanuit de sterktes die kennelijk tijdens de proef in het centrum van de plaat aanwezig waren.

We geven de voorkeur aan berekeningen met strokenmodellen. Deze zijn onnauwkeurig met betrekking tot de dwarskrachten en momenten in het centrum van de plaat, maar geven wel een betrouwbare simulatie van de in de proeven bereikte evenwichtssituatie.



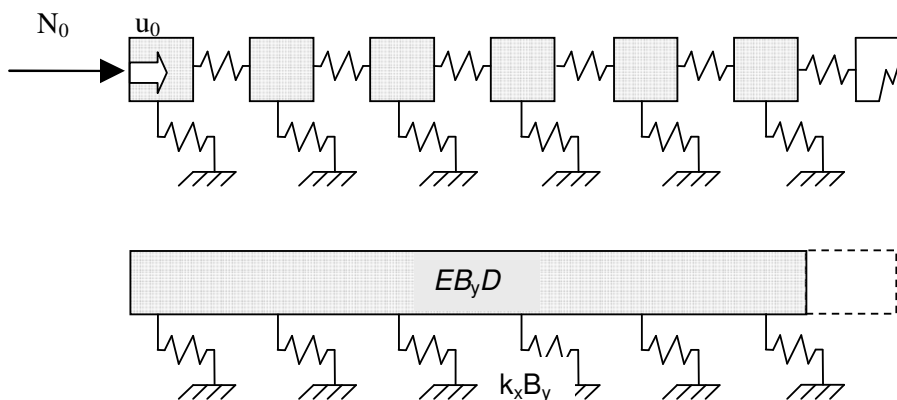
**Figuur 17: Grafiek optredende en opneembare radiale momenten in case studie met model cirkelvormige plaat**



Figuur 18: Grafiek optredende en opneembare dwarskracht op positie r naast treksteen

## 2.6 Schuifproeven

Het model voor het gedrag van de steenzetting in zijn vlak is een elastische plaat op een elastoplastische bedding.



Figuur 19: Model van steenzetting als axiaal systeem met toplaag als extensie staaf en veren die de schuifstijfheid en sterkte van de bedding representeren

De toplaag is een elastische plaat bestaande uit losse elementen en voegen. De eigen stijfheid van de elementen is zeer groot en kan worden beschouwd als oneindig groot. De flexibiliteit en elasticiteit zit in de voegen. Bewegingen van de elementen ten opzichte van elkaar zal niet altijd elastisch zijn.

Bij een losse pakking zullen de elementen bij beweging en druk in het vlak aanvankelijk in een dichtere pakking komen te staan. Deze verdichting is bij wegnemen van de druk niet reversibel. Na het bereiken van een kritische pakking is de rek in het vlak wel elastisch. De toplaag is dan ook zeer stijf. Zodanig veel stijver dan de veerwaarde van de bedding dat bovenliggende elementen altijd stijf tegen de onderliggende elementen aangeveild liggen en niet of nauwelijks schuifkrachten overdragen naar de bedding. Indien de schuifstijfheid  $k_x$  van de bedding zeer klein is, doet het er niet veel toe hoe groot de maximale wrijvingsfactor tussen toplaag en bedding is.

In het elastische bereik geldt de differentiaalvergelijking  $-EB_y D \frac{d^2 u}{dx^2} + k_x B_y u = q_1$ ,

waarin

$EB_y D$  = de axiale stijfheid van de toplaag [N],  $E$  in  $[N/m^2]$

$u(x)$  = de verplaatsing in het vlak en [m]

$k_x B_y$  = de schuifstijfheid van de bedding  $[N/m^2]$ ,  $k_x$  in  $[N/m^3]$

$q_1$  = de verdeelde belasting in het vlak:  $\rho g B_y D \cos \alpha$  [kN/m]

Bij kleine  $k_x$  geldt dat de invloedslengte bij een zekere verplaatsing of van een bepaalde randvoorwaarde groot is.

De invloedslengte is afhankelijk van de karakteristieke lengte van de differentiaalvergelijking.

$$\lambda = \sqrt{\frac{EB_y D}{k_x B_y}}$$

We kunnen een passief en een actief systeem onderscheiden. Bij de analyse van het passieve systeem gaat het om het verloop van de normaalkracht tegen een starre randvoorwaarde (bijvoorbeeld een onvervormbaar teenschot).

Bij een actief systeem gaat het om de normaalkracht die ontstaat bij een actief opgelegde verplaatsing van bijvoorbeeld enige [mm].

Bij de proeven wordt uitgegaan van het principe van het actief opleggen van vervorming.

De oplossing van de bovenstaande differentiaal vergelijking luidt voor dit geval:

$$N_0 = \lambda (k_x B_y u_0 + q_1) \frac{1 - e^{-2L/\lambda}}{1 + e^{-2L/\lambda}},$$

Waarin

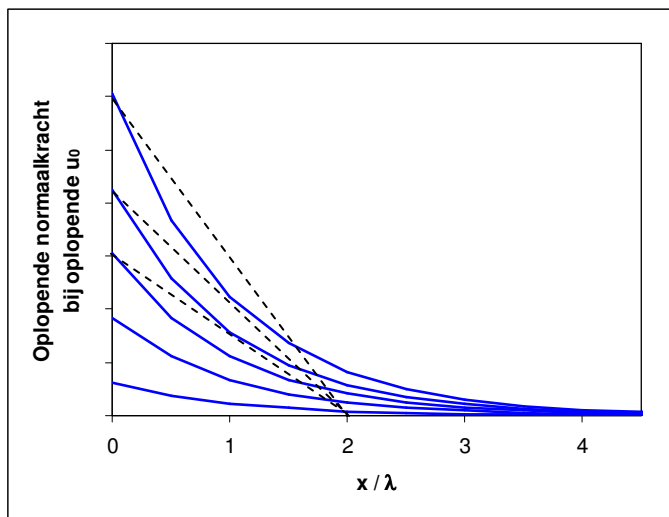
$N_0$  = de normaalkracht aan de rand [N]

$u_0$  = de opgelegde verplaatsing aan de rand [m]

$L$  = de lengte van de toplaag [m]

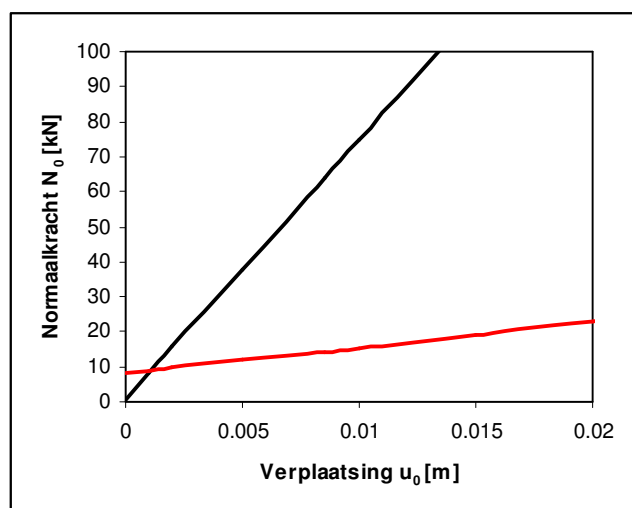
**Tabel 6: Kentallen formules N**

$L / \lambda$	$\frac{1 - e^{-2L/\lambda}}{1 + e^{-2L/\lambda}}$
0.2	0.20
0.5	0.46
1	0.76
2	0.96
5	1.00



Figuur 20: Typerend verloop normaalkracht  $N(x)$  als functie van  $x$

Het blijkt dat de normaalkracht en ook de verplaatsing bij benadering uitdempen over een lengte van  $2 \times \lambda$ .



Figuur 21: Kracht vervormingrelaties; met  $E = 300\,000$  kPa;  $D = 0.25$  m;  $B = 1$  m en  $k_x = 188$  (rood) resp.  $18750$  kN/m<sup>2</sup> (zwart); er geldt:  $\lambda = 20$  (rood) resp.  $2$  m (zwart)

De drempel waarde  $q_1 \lambda$  blijkt alleen significant bij grote waarden van  $\lambda$  (toplaagstijfheid groot, schuifstijfheid bedding klein). In die gevallen rust de toplaag reeds tegen de rand terwijl de verplaatsing  $u_0$  nog 0 is.

Bij de steenzettingen worden kleine waarden van  $\lambda$  (schuifstijfheid relatief groot) verwacht, waardoor de uitdrukking voor de normaalkracht kan worden vereenvoudigd.

$$q_1 \ll k_x B_y u_0 \text{ en} \\ L > 3 \text{ à } 4 \lambda, \text{ waardoor} \\ \frac{1 - e^{-2L/\lambda}}{1 + e^{-2L/\lambda}} \approx 1$$

$$N_0 = \lambda(k_x B_y u_0 + q_1) \frac{1 - e^{-2L/\lambda}}{1 + e^{-2L/\lambda}} = \lambda k_x B_y \times u_0 = \sqrt{EB_y D \times k_x B_y} \times u_0$$

De relatie tussen  $N_0$  en  $u_0$  wordt gemeten. De karakteristieke lengte  $\lambda$  wordt geschat of bepaald uit het meetveld. Daardoor kunnen  $ED$  en  $k_x$  worden bepaald.

### 3 PROEFLOCATIES

In dit hoofdstuk komen de selectieprocedure en de eigenschappen van de geselecteerde proefvelden aan bod. Ook wordt de locatiegebonden informatie over de proeven gegeven (meetseries en proefcodering). Voor de beschrijving van de proeven zelf wordt verwezen naar hoofdstuk 4.

#### 3.1 Criteria

Aan de proeflocaties worden een aantal eisen gesteld. Deze komen enerzijds voort uit de opzet van de proeven met een aantal verwachte invloedsfactoren voor de klemming en anderzijds uit de werkbaarheid en uitvoerbaarheid van de proeven.

De proeflocaties moeten buitentaluds zijn van zee en/of meerdijken die door golven worden belast.

De taludhelling moet bij voorkeur relatief steil zijn, maar uiteraard niet praktisch onwerkbaar steil. De normaalkrachtfenomenen zijn op een helling van 1:3,5 beter waar te nemen dan op een helling van 1:5. Er is nu niet voorzien om proeven te doen op locaties met verschillende hellingshoeken. Daarom zal is gezocht naar locaties met identieke hellingshoeken, bij voorkeur van 1:3,5 of 1:4.

Bij voorkeur moet het talud zich tijdens het hoogwater gedurende springtij (langs het talud gemeten) minimaal 10 m onder water bevinden. Bij een helling 1:4 is dat circa 2,5 m verticaal. Springtij varieert volgens het tienjarig overzicht 1981 -1990 ([www.waternormalen.nl](http://www.waternormalen.nl)) voor de Oosterschelde tussen NAP +1,80m (Stavenisse) en NAP +2,14m (Bergschediepsluis). Het gezochte niveau ligt dus op circa NAP -0,5m. De teen van steenglooiingen ligt veelal rond NAP, op enkele locaties tot NAP -1m. Vanwege de werkbaarheid in verband met het getij is gezocht naar niveaus rond NAP.

De taludlengte moet lang genoeg zijn om ook proeven boven de getijzone te doen.

De dijkvakken mogen niet te 'nieuw' zijn, en voor wat betreft de belastinghistorie en verwerking representatief voor een grote groep taluds. Indien mogelijk moeten de steenzettingen minimaal 5 jaar oude zijn en minstens één storm van betekenis hebben doorstaan. De laatste grote storm heeft plaatsgevonden in 1990. De stormvloedkering in de Oosterschelde functioneert sinds 1987, dit betekent dat sindsdien de belasting lager is. Aangezien de lokale opwaaiing op een bekken als de Oosterschelde groot is, kunnen alle locaties die na 1987, maar voor 1990 zijn aangelegd meegenomen worden.

Het mogen geen dijkvakken zijn waarvan bekend is dat de 'klemming' slecht is. Om dit te ondervangen worden per proeflocatie ook (nabij gelegen) reservelocaties gedefinieerd, waarnaar bij gebleken tegenvallende klemming nog op de eerste dag van de voorbereidingen kan worden uitgeweken.

In verband met de toepasbaarheid van de onderzoeksresultaten op de diverse typen toplagen wordt gezocht naar locaties met de typen zoals aangegeven in tabel 7. Beproeving van een Basaltglooiing was aanvankelijk opgenomen in het programma, maar is uitgesteld.

**Tabel 7: Toplaag typen in meetseries**

Gewenste typen toplagen in meetserie	Dikte
Hydroblocks, niet ingegoten (toplaagcode 27,3)	25 of 35 cm en 35 of 40 cm *)
Basalton, niet ingegoten (toplaagcode 27,1) of Basalton met ecotoplaag (27,4)	25 cm en 35 cm *)

\*) Bij Hydroblocks of de Basaltons wordt er onderzocht op twee steendiktes, bij voorkeur 25 en 35 cm, maar indien er geen geschikte locatie met 25 beschikbaar zijn, verdient het in verband met te meten verschillen de voorkeur om 30 en 40 cm te nemen.

### 3.2 Voorselectie meetlocaties

Voor de uitwerking is gebruik gemaakt van bestanden van Waterschap Zeeuwse Eilanden. Het basisbestand bevat vlakcodes, toplaagcodes conform Steentoets, constructieopbouw, steendikte, geometrische parameters (talud, boven- en ondergrens en x- en y-coördinaten) en jaar van aanleg.

Uit het basisbestand is een selectie gemaakt op voornoemde criteria met uitzondering van de vakken OS064005 en OS130802 welke van na 1990 (datum laatste grote storm) dateert.

Het blijkt dat de eisen van een niet te nieuwe en een niet te zware zetting, de eisen van steilte en hydraulische randvoorwaarden, gecombineerd met een zetting in relatief goede conditie leidt tot slechts een beperkt aantal geschikte zettingen. Deze liggen allen 'achterin' de Wester- en Oosterschelde. In de onderstaande tabellen is een groslijst weergegeven.

Aanvullend is geanalyseerd welke locaties tegen die grenzen aanzitten en als alternatieve locaties kunnen dienen. Daarbij is met name gekeken naar de taludhelling. In onderstaande tabel is de selectie weergegeven.

**Tabel 8: Selectie van vakken die aan bovenstaande eisen m.u.v. leeftijd voldoen**

Gvcode	ondergrens [NAPm]	bovengrens [NAPm]	talud [cot $\alpha$ ]	toplaag	minimale steendikte [m]	maximale steendikte [m]	jaar van aanleg
OS027203	-0,15	0,58	3,94	Basalton	25	25	
OS064005	-0,4	0,02	3,81	Basalton ecolaag	20	20	1997
OS104201	-0,63	4,1	3,70	Basalton	25	25	1980
OS104201	-0,38	4,05	3,77	Basalton	25	25	1980
OS104201	-0,69	4,09	3,82	Basalton	25	25	1980
OS104201	-0,44	3,94	3,94	Basalton	25	25	1980
OS104206	-0,8	0,51	3,77	Basalton	25	25	1980
OS104505	-1,18	0,92	3,54	Basalton	25	25	1980
OS104508	-0,8	-0,44	3,70	Basalton	25	25	1980
OS130802	-0,25	0,8	3,60	Basalton ecolaag	15	25	1995
OS140703	-0,35	5,21	3,92	Basalton	20	20	1990



In een uitgebreidere selectie is onderzocht welke locaties – bij voorkeur met andere steendiktes – de gestelde criteria benaderen, zie onderstaande twee tabellen. Opgemerkt wordt dat de steenzettingen in Tabel 9 allemaal van na 1990 dateren en dus niet voldoen aan de eis van doorstane storm.

**Tabel 9: Vakken met taludhelling tussen 1:3 en 1:3,5**

Gvcode	ondergrens [NAPm]	bovengrens [NAPm]	talud [cot $\alpha$ ]	toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
OS023901	-0,23	2,23	3,11	Basalton	20	20	
OS024009	-0,31	2,23	3,34	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,25	2,28	3,38	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,24	2,38	3,38	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,07	2,39	3,45	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,19	2,43	3,25	Hydroblock	20	20	1998
OS039511	-0,59	-0,1	3,19	Basalton	25	25	1990
OS064003	0,02	3,09	3,06	Basalton met ecolaag	20	20	1997
OS105504	-0,28	2,75	3,37	Hydroblock	30	30	1997
OS130802	-0,25	0,74	3,49	Basalton met ecolaag	15	25	1995

Onderstaande vakken hebben een helling tussen 1:3 en 1:3,5, maar liggen circa een halve meter boven NAP.

**Tabel 10: Vakken met taludhelling tussen 1:3 en 1:3,5 boven NAP**

Gvcode	ondergrens [NAPm]	bovengrens [NAPm]	talud [cot $\alpha$ ]	toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
OS064001	0,62	3,19	3,06	Basalton met ecolaag	20	20	1996
OS064002	0,62	3,21	3,08	Betonzuilen	20	25	1996
OS064003	0,7	3,09	3,01	Basalton met ecolaag	25	25	1997

**Tabel 11: Vakken met taludhelling tussen 1:4 en 1:5**

Gvcode	ondergrens [NAPm]	bovengrens [NAPm]	talud [cot $\alpha$ ]	toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
OS104206	-0,8	-0,38	4,85	Basalton	25	25	1980
OS104508	-0,8	-0,69	4,78	Basalton	25	25	1980

De onderstaande vlakken hebben een helling tussen 1:4 en 1:5, maar zijn van recente datum en hebben daardoor geen zware storm doorstaan.

**Tabel 12: Vakken met taludhelling tussen 1:4 en 1:5 van recente datum**

Gvcode	ondergrens [NAPm]	bovengrens [NAPm]	talud [cot $\alpha$ ]	toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
OS105508	-0,72	-0,28	4,53	Hydroblock	30	30	1997
OS184104	-0,6	0,34	4,28	Basalton	20	30	1996
OS184104	-0,44	0,44	4,74	Basalton	20	30	1996
OS184106	-0,95	-0,6	4,23	Basalton	25	25	1996
OS186504	-0,25	1,89	4,54	Basalton	20	20	1997
OS186506	-0,7	-0,12	4,56	Hydroblock	35	35	1999
OS186601	-0,12	2,5	4,36	Hydroblock	35	35	1999
OS186605	-0,7	0,04	4,23	Hydroblock	35	35	1999
OS130802	-0,25	0,61	4,18	Basalton met ecolaag	15	25	1995
OS130802	-0,25	0,79	4,59	Basalton met ecolaag	15	25	1995

Aanvullend is in overleg met beheerders geconstateerd dat langs de Westerschelde op dijkvak Reigersbergsche polder bij Bath een vak met Hydroblocks ligt dat in aanmerking komt als locatie voor proefneming. Deze locatie is recent (na 2000) verbeterd en heeft geen zware storm meegemaakt. In onderstaande tabel zijn de parameters opgegeven zoals die in de ontwerpnota staan. Aangezien het een ontwerpnota betreft is niet geheel zeker welke parameters gelden voor het opgeleverde werk. De ondergrens is niet gegeven. Aangenomen wordt dat deze rond NAP +0m ligt.

**Tabel 13: Locatie Reigersbergschepolder WS005**

van [dp]	tot [dp]	bovengrens [NAPm]	talud [cot $\alpha$ ]	toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
43	44+75	3	3,7	Hydroblock	35	35	>2002
44+75	44+95	3	5	Hydroblock	25	30	>2002
44+95	50	4	4	Hydroblock	30	35	>2002
50	57+50	4	4,2	Hydroblock	35	35	>2002
57+50	65+65	4	4,5	Hydroblock	30	30	>2002
65+65	67+60	4	3,9	Hydroblock	35	35	>2002
67+60	69	4	3,6	Hydroblock	35	35	>2002
69	71+45	4	3,6	Hydroblock	35	35	>2002
71+45	74	4	3,6	Hydroblock	35	35	>2002
74	82+75	3,8	3,6	Hydroblock	35	40	>2002

Qua helling komen de gedeeltes tussen dp 43 – 47+45 en dp 65+65 – 82+75 in aanmerking. Het vak tussen dp 44+75 – 44+95 is echter van belang vanwege de kleine steendikte (25cm). Als alternatief kan worden gekozen voor dp 57+50 – 65+65 (dikte 30cm). In de uitvoering is mogelijk gekozen om over grotere dijkvakgedeeltes een zelfde zuilhoogte toe te passen om de uitvoering te vereenvoudigen, waardoor de in de ontwerpnota genoemde zuildikten niet aangebracht kunnen zijn.

### 3.3 Gegevens waterstanden en belastinghistorie

Van de locaties is van te voren vastgesteld en ook middels visuele waarneming geverifieerd, wat de waterstanden en hoogste golfloop zijn geweest. Tevens is de frequentie van golfbelasting van enige betekenis van belang.

Verder moeten de volgende gegevens in het werk worden vastgesteld:

- soortelijk gewicht steen (meten);
- beton sterkteklasse;
- wrijvingsfactor steen op steen, verweert en schoon;
- type en korrel D<sub>15</sub> voegmateriaal (inwassing);
- type, korrel D<sub>15</sub> en dikte filtermateriaal.

### 3.4 Meetlocaties

In overleg met het Waterschap Zeeuwse Eilanden (WZE) en het projectbureau Zeeweringen is gekozen voor de volgende drie locaties:

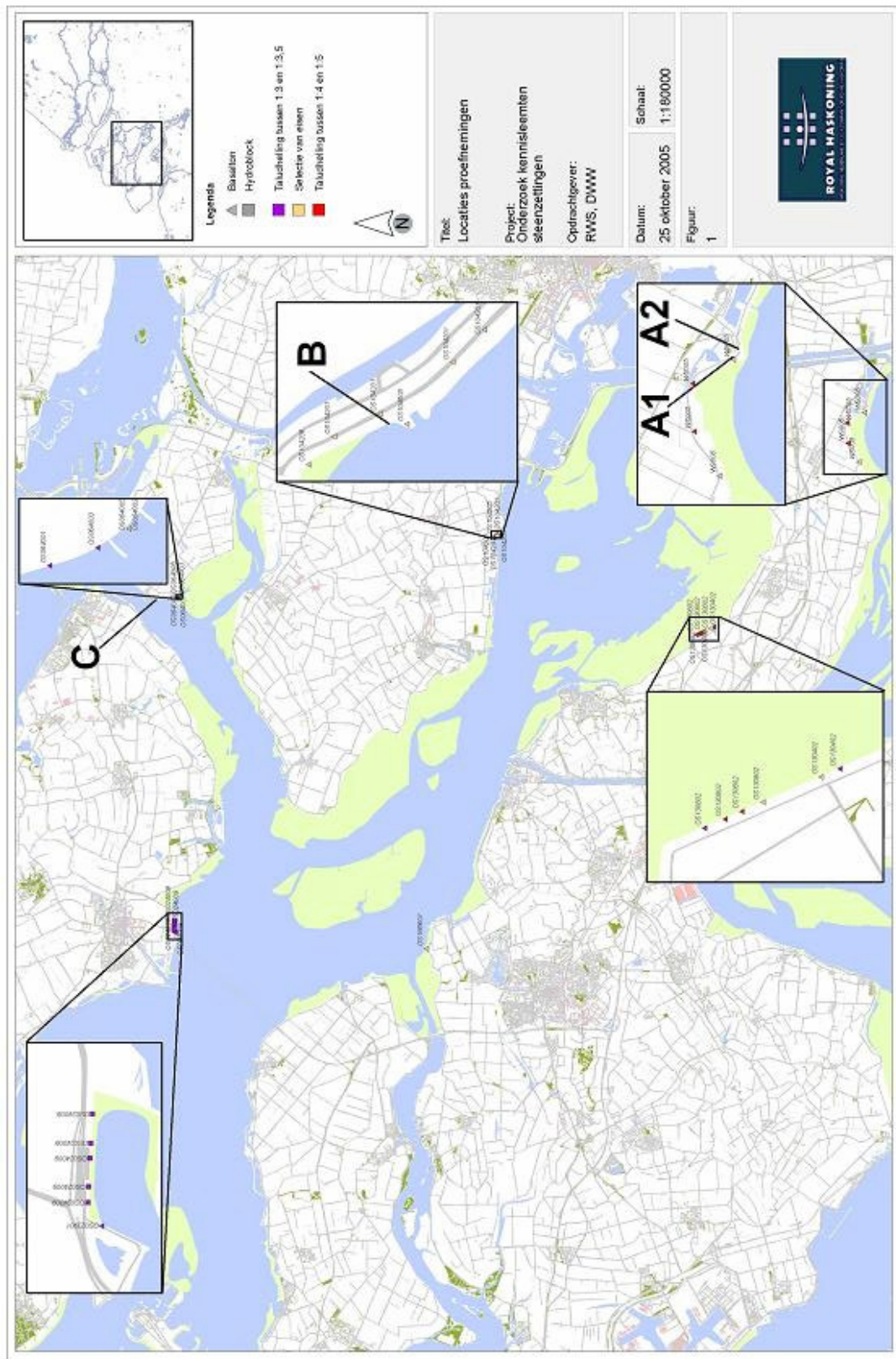
- Reigersbergse polder, te Bath, Zuid-Beveland, aan de Noordoever van de Westerschelde, tussen dp 57+50 – 65+65, vak WS005, zie Tabel 13.
- Klaas Steenlandpolder/Poortvliet- en Mallandpolder, te Strijenham, nabij Poortvliet, op Tholen aan de Noordoever van het oostelijke deel van de Oosterschelde, meerdere vakken beginnend met OS1042 en OS1045, zie Tabel 8.
- Willemspolder, De Sluis, op de kop van St. Philipsland, aan de Westoever van het Mastgat, vak OS064005, eventueel OS064001 t/m -3, zie Tabel 8 en Tabel 10.

In de onderstaande tabel worden de geselecteerde locaties en de specificaties aangeduid. In de figuur op de volgende pagina is een kaartje opgenomen met de locaties en bijbehorende codes.

**Tabel 14: Locatie Reigersbergschepolder WS005**

Codering	Nabij	Type	Gv code	Nabij getijde station
A	Bath	Hydroblok	WS005	Bath
B	Poortvliet	Basalton	OS104201	Bergse Diepsluis West
C	De Sluis, St. Philipsland	Basalton Hydroblocks *)	OS064003	Krammersluizen west
reserve	Zierikzee, in werkhaven De Val bij Zeelandbrug	Hydroblock	OS024009	Stavenisse

\*) Op locatie C komen diverse verschillende bekledingstypes voor in naast elkaar gelegen vakken: Basalton, Pit-polygoon en Hydroblocks



Figuur 22: Overzichts- en detailkaarten proeflocaties

De specificaties van de steenzetting zoals opgegeven door het WZE van de dijken op de betreffende locaties zijn als volgt:

**Tabel 15: Gegevens gekozen proeflocaties**

*Locatie A - Bath*

van [dp]	tot [dp]	boven-grens [m NAP]	talud [cot $\alpha$ ]	Toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
43	44+75	3	3,7	Hydroblock	35	35	>2002
44+95	50	4	4	Hydroblock	30	35	>2002

*Locatie B - Poortvliet*

Gvcode	onder-grens [m NAP]	boven-grens [m NAP]	talud [cot $\alpha$ ]	Toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
OS104201	-0,63	4,1	3,70	Basalton	25	25	1980
OS104201	-0,38	4,05	3,77	Basalton	25	25	1980
OS104201	-0,69	4,09	3,82	Basalton	25	25	1980
OS104201	-0,44	3,94	3,94	Basalton	25	25	1980

*Locatie C - De Sluis*

Gvcode	onder-grens [m NAP]	boven-grens [m NAP]	talud [cot $\alpha$ ]	Toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
OS064003	0,02	3,09	3,06	Basalton met ecolaag	20	20	1997

*Locatie Zierikzee - reserve*



Gvcode	onder-grens [m NAP]	boven-grens [m NAP]	talud [cot $\alpha$ ]	Toplaag	minimale steendikte [cm]	maximale steendikte [cm]	jaar van aanleg
OS024009	-0,31	2,23	3,34	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,25	2,28	3,38	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,24	2,38	3,38	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,07	2,39	3,45	Hydroblock	20	20	1998
OS024009	-0,19	2,43	3,25	Hydroblock	20	20	1998

Tijdens de proeven is gebleken dat de stenen in Poortvliet en De Sluis beiden 25 cm zijn. Het vermoeden is dat de stenen in Sluis in verband met een ecolaag een verminderde dikte hebben opgekregen in de database van het WZE.

Hierdoor vervalt de oorspronkelijke opzet om per steentype ook variatie in de dikte te onderzoeken.



Tabel 16: Overzichtsfoto's proeflocaties

Gegevens	Figuur
<p>A Bath Hydroblocks 35 cm dik met ecolaag Zetting is begroeid met algen</p>	
<p>B Poortvliet - Strijenham Basalton 25 cm dik Zetting is begroeid met een dikke laag wier</p>	
<p>C De Sluis – St Philipsland Basalton 25 cm met ecolaag De zetting is niet begroeid</p>	

### 3.5 Omvang meetserie per locatie

Er is voorzien om per meetlocatie metingen te doen in twee zones. Zone 1 onder de hoogwaterlijn bij springtij (en bij voorkeur ook onder de normale hoogwaterlijn). Deze meetlijn is 'HW' genoemd en staat dagelijks onder water. Vaak ligt hij tussen de gemiddeld hoogwaterlijn en de gemiddelde waterlijn in. Zone 2 boven het hoogste stil water peil, bij voorkeur wel in de golfploopzone. Deze meetlijn is 'HWS' genoemd en wordt alleen bij golfploop nat. De ligging van deze zone moet per locatie worden vastgesteld.

**Tabel 17: Meetlocaties en meetlijnen**

Meetlocatie	Meetlijnen
Hydroblocks 25 of 35 cm *)	In getijde zone
	In golfploop zone
Hydroblocks 35 of 40 cm *)	In getijde zone
	In golfploop zone
Basalton 35 cm	In getijde zone
	In golfploop zone

De meetlocaties onderscheiden zich waarneembaar in pakkingdichtheid, verwerking, etc. De reden om niet boven de golfploop zone te beproeven is het risico dat niet-ingegolfde stenen niet representatief worden geacht. Overigens is het zo dat de steenrijen die bij de maatgevende hydraulische randvoorwaarden het zwaarst belast worden hoger liggen dan de frequent door golfaanval belaste rijen.

Voor de schuifproeven is ook gekozen voor twee meetzones, tussen resp. boven de trekproeven. De reden daarvoor is dat de zone met te mobiliseren schuifvervorming naar verwachting boven de eigenlijke aangevallen steen rijen ligt. Daarom moeten de schuifeigenschappen enigszins bóven de trekproeven worden vastgesteld. Ook wordt er verwacht dat er bovenaan het talud gemakkelijker beweging van de toplaag over de bedding kan worden geïnitieerd.

De meetserie op één locatie heeft de volgende voorgestelde omvang. Deze serie wordt dus drie maal uitgevoerd. De wisselbelastingen zijn bedoeld om de reversibiliteit vast te stellen.

**Tabel 18: Omvang programma; aantal proeven per locatie**

Dijkvak	Proeven-serie per meetlijn	Schuifproef	Trekproef		
			1 steen	3 stenen op een horizontale rij	3 stenen op een 'verticale' rij
Bekledingstype	In getijde zone	2 *)	3 statisch 2 wissel **)	3	3
	In golfploop zone	2 *)	3 statisch 2 wissel **)	3	3

\*) Wisselbelasting: circa 6 belastingherhalingen waarvan 2 × tot 35%, 2 × tot 65% en 2 × tot 100% van de statische waarde bij het belastingscriterium

\*\*\*) Wisselbelasting: circa 5 belastingherhalingen tussen 5 en 35% van de statische waarde bij het vervormingcriterium en ca. 5 x belastingherhalingen tussen 35 en 65% van de statische waarde bij het vervormingcriterium.

### 3.6 Locatiegebonden omstandigheden

De getijdenbeweging is van groot belang voor de proefnemingen. Zowel voor de vaststelling van de hoogte van de proeflocatie op het talud als voor de vaststelling van de werktijden voor het uitvoeren van de proeven. Om inzicht te krijgen in de getijdenbeweging ter plaatse is gebruik gemaakt van de gegevens die Rijkswaterstaat op [www.getij.nl](http://www.getij.nl) ter beschikking stelt.

Hierbij is bij iedere proeflocatie een nabijgelegen meetstation gezocht. Voor de locatie Poortvliet is geïnterpoleerd tussen twee meetstations.

De getijdengenerator is gebruikt om een voorspelling te krijgen van de periode tussen 1 november 2005 en 1 mei 2006. Met behulp van Excel zijn de volgende gegevens voor de locaties gegenereerd.

Springtij            Hoogste peil HW  
 Gemiddeld        Gemiddelde peil HW  
 Doodtij            Laagste peil HW

**Tabel 19: Gegevens getijden op proeflocaties**

*Locatie A Bath*

<b>Bath</b>	<b>HW [cm NAP]</b>	<b>LW [cm NAP]</b>	<b>Getijdeslag [cm]</b>
Springtij	361	-295	656
Gemiddeld	274	-120	484
Doodtij	148	-123	271

*Locatie B Poortvliet*

<b>Bergse Diepsluis West</b>	<b>HW [cm NAP]</b>	<b>LW [cm NAP]</b>	<b>Getijdeslag [cm]</b>
Springtij	223	-208	431
Gemiddeld	178	-153	331
Doodtij	91	-92	183

*Locatie C Sluis*

<b>Krammersluizen West</b>	<b>HW [cm NAP]</b>	<b>LW [cm NAP]</b>	<b>Getijdeslag [cm]</b>
Springtij	206	-186	392
Gemiddeld	159	-137	296
Doodtij	87	-84	171

*Reserve locatie Zierikzee*

<b>Stavisse</b>	<b>HW [cm NAP]</b>	<b>LW [cm NAP]</b>	<b>Getijdeslag [cm]</b>
Springtij	193	-181	374
Gemiddeld	153	-134	287
Doodtij	82	-82	164

Tijdens een inspectie van de locaties op 3 november 2005 is de positie van de normale hoogwaterlijn op het talud vastgesteld en geverifieerd aan de hand van de gegevens.



De getijdengegevens zijn gebruikt om per dag een venster van werkbare uren te bepalen. Indien dit venster volledig tussen 7:00 en 19:00 valt, is er sprake van een effectief werkbare dag. De proeven zijn ook diverse malen vroeg, dan wel laat op de dag uitgevoerd. In de wintermaanden deels met behulp van verlichting op de meetkar.

De weerscondities die voor de proeven als onwerkbaar gelden, zijn als volgt gedefinieerd: 50% van de tijd wind sterker dan 5BF en/of meer dan 50% van de tijd regen en/of temperatuur lager dan 5°C. Bij aanvang van een meetserie is op grond van de weersverwachting en de werkbare uren van een week telkens een 'go', dan wel 'no go' afgegeven. Voor alle proeven zijn de weerscondities en de stand van het getij gerapporteerd.

### 3.7 Aantallen en codering uitgevoerde proeven

De trekproeven hebben de volgende unieke codering:

<T>:<locatie>:<Volgnummer>  
TA8 (bijvoorbeeld)

De schuifproeven hebben de volgende unieke benaming:

<SP>:<locatie>:<Smal, Breed>:<hoog(1), laag(2)>  
SPAB2 (bijvoorbeeld)

De omschrijving van de verschillende proeven (smal, breed etc.) volgt in hoofdstuk 4.1 en 4.2

Per locatie zijn 22 trekproeven uitgevoerd. In Sluis is hiervoor de ruimte echter te beperkt. Daar zijn 15 proeven gedaan op één meetlijn. De systematische naamgeving geeft het volgende totaaloverzicht van de proeven.

**Tabel 20: Codering trekproeven**

Proefnummer	Proefcodering	Steennummer	Type
1	T:A:1	1	Enkel statisch
2	T:A:2	2	Enkel statisch
3	T:A:3	3	Enkel statisch
4	T:A:4	4	Enkel cyclisch
5	T:A:5	5	Enkel cyclisch
6	T:A:6	6 7 8	Triple statisch
7	T:A:7	9 10 11	Triple statisch
8	T:A:8	12 13 14	Triple statisch
9	T:A:9	15 16 17	Triple statisch
10	T:A:10	18 19 20	Triple statisch
11	T:A:11	21 22 23	Triple statisch
12	T:A:12	24	Enkel statisch
13	T:A:13	25	Enkel statisch
14	T:A:14	26	Enkel statisch
15	T:A:15	27	Enkel cyclisch
16	T:A:16	28	Enkel cyclisch
17	T:A:17	29 30 31	Triple statisch
18	T:A:18	32 33 34	Triple statisch



Proef-nummer	Proefcodering	Steennummer	Type
19	T:A:19	35 36 37	Triple statisch
20	T:A:20	38 39 40	Triple statisch
21	T:A:21	41 42 43	Triple statisch
22	T:A:22	44 45 46	Triple statisch
23	T:B:1	1	Enkel statisch
24	T:B:2	2	Enkel statisch
25	T:B:3	3	Enkel statisch
26	T:B:4	4	Enkel cyclisch
27	T:B:5	5	Enkel cyclisch
28	T:B:6	6 7 8	Triple statisch
29	T:B:7	9 10 11	Triple statisch
30	T:B:8	12 13 14	Triple statisch
31	T:B:9	15 16 17	Triple statisch
32	T:B:10	18 19 20	Triple statisch
33	T:B:11	21 22 23	Triple statisch
34	T:B:12	24	Enkel statisch
35	T:B:13	25	Enkel statisch
36	T:B:14	26	Enkel statisch
37	T:B:15	27	Enkel cyclisch
38	T:B:16	28	Enkel cyclisch
39	T:B:17	29 30 31	Triple statisch
40	T:B:18	32 33 34	Triple statisch
41	T:B:19	35 36 37	Triple statisch
42	T:B:20	38 39 40	Triple statisch
43	T:B:21	41 42 43	Triple statisch
44	T:B:22	44 45 46	Triple statisch
45	T:C:1	1	Enkel statisch
46	T:C:2	2	Enkel statisch
47	T:C:3	3	Enkel statisch
48	T:C:4	4	Enkel cyclisch
49	T:C:5	5	Enkel cyclisch
50	T:C:6	6	Enkel cyclisch
51	T:C:7	7	Enkel cyclisch
52	T:C:8	8 9 10	Triple statisch
53	T:C:9	11 12 13	Triple statisch
54	T:C:10	14 15 16	Triple statisch
55	T:C:11	17 18 19	Triple statisch
56	T:C:12	20 21 22	Triple statisch
57	T:C:13	23 24 25	Triple statisch
58	T:C:14	26 27 28	Triple statisch
59	T:C:15	29 30 31	Triple statisch

Per locatie zijn 4 schuifproeven uitgevoerd.

**Tabel 21: Codering schuifproeven**

Proef-nummer	Proefcode	Positie	Type
1	SP:A:S:1	laag	Smal
2	SP:A:B:1	laag	Breed
3	SP:A:S:2	hoog	Smal
4	SP:A:B:2	hoog	Breed
5	SB:B:S:1	laag	smal
6	SP:B:B:1	laag	breed
7	SP:B:S:2	hoog	smal
8	SP:B:B:2	hoog	breed
9	SP:C:S:1	laag	smal
10	SP:C:B:1	laag	breed
11	SP:C:S:2	hoog	smal
12	SP:C:B:2	hoog	breed

### 3.8 Meetlijnen en proefschema

Van iedere meetlijn is de positie ten opzichte van een aantal belangrijke punten bepaald. De afstand tot de teen en de berm is schuin gemeten t.o.v. NAP.

**Tabel 22: Meetlijnen in Bath**

	van teen	van Berm	NAP*	Getij
Hoog	10 m	16,5 m	3,4 m +NAP	Nét boven normaal GHW
Laag	3,8 m	21,7 m	1,9 m +NAP	Op $\frac{3}{4}$ van het dagelijkse getijbereik

\*) met bermhoogte 7,05 m +NAP en helling 1:4,1

**Tabel 23: Meetlijnen in Poortvliet**

	van teen	van Berm	NAP*	Getij
Hoog	7,5 m	9,1 m	2 m +NAP	Dagelijks net onder water
Laag	3 m	13,6 m	0,76 m + NAP	Dagelijks onder op $\frac{3}{4}$ van HW

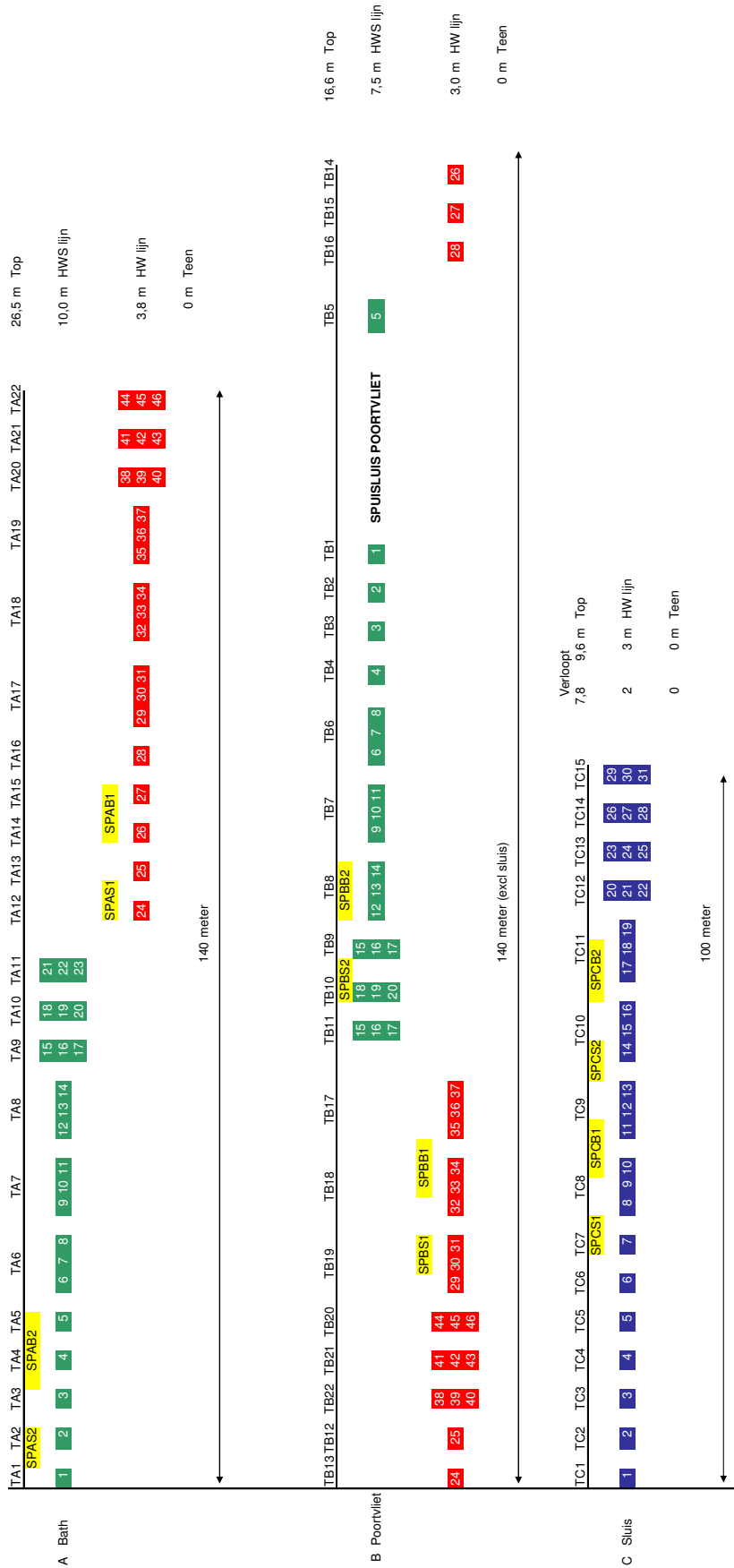
\*) met bermhoogte 4,09 m +NAP en helling 1:3,45

**Tabel 24: Meetlijnen in De Sluis**

	van teen	van Berm	NAP*	Getij
Meetlijn**	3	6	1 m + NAP	Daags net onder water (50 cm)

\*) met bermhoogte 3,09 m +NAP en helling 1:3,06

\*\* gemiddelde waarde.



Figuur 23: Overzicht posities, codering en meetlijnen per locatie

## 4 BESCHRIJVING VOORBEREIDEN EN UITVOERING PROEVEN

In dit hoofdstuk wordt stilgestaan bij de precieze werkwijze en procedures tijdens de proefnemingen. Eerst worden opzet en de werkwijze van de trek- en schuifproeven uitvoerig beschreven, waarna de meetapparatuur wordt beschreven. Hiertoe is een groot aantal foto's in de tekst opgenomen.

### 4.1 Opzet trekproeven

De trekproeven zijn in twee stappen uitgevoerd. Eerst zijn een aantal geschiktheidstesten uitgevoerd, de zogenaamde 'los blok' proeven, waarna de echte beproeving is gedaan.

#### 4.1.1 'Los blok' proeven

De geschiktheidproeven zijn voorafgaand aan de trekproeven uitgevoerd. Omdat de trekproeven per stuk minstens een uur opbouwtijd in beslag nemen, is vooraf gecontroleerd of de gekozen treksteen goed geklemd ligt. Dit om onbruikbare metingen te voorkomen.

De los blok proeven zijn uitgevoerd met een kleine handkar en een hydraulische cilinder die een kracht tot ca. 25 kN kan leveren. Het grootste steengewicht in de serie bevindt zich op de glooiing bij Bath,  $0.25 \times 0.35 \times 2900 \text{ kg/m}^3 = 63 \text{ kg}$ . Vijf maal het steengewicht geeft ca.  $300 \text{ kg} = 3 \text{ kN}$ .

De volgende werkwijze is toegepast: op de glooiing zijn de trekpunten uitgezet en ingeboord met een boor van 20 mm. Er zijn hulzen ingelijmd met een inwendige draad M16, waarin ogen zijn gedraaid. Deze trekpunten zijn een uur later beproefd tot minimaal 5 kN. Op de in totaal  $22 + 22 + 15 = 59$  trekpunten bleek er één niet te voldoen. Daarvoor is een nieuw trekpunt aangewezen, ingeboord en beproefd. Dit geeft een faalkans van 1.6% voor het criterium 'minimaal 5G'.

Met dit faalkans getal wordt in de analyse van de proeven niets gedaan. Het getal wordt niet representatief geacht voor de gehele glooiing omdat de locaties op één lijn liggen en reeds enigszins op het oog geselecteerd waren op goede insluiting tussen de naburige stenen. Een betere indicatie op de kans op losse blokken kan worden ontleend aan de onderzoeken van het WL, waar overigens een 2G criterium wordt gebruikt.

Op de volgende foto's is de werkwijze en de voor de 'los blok' proeven gebruikte apparatuur getoond.



Figuur 24: Foto's werkwijze 'los blok' proeven





Boren van de gaten



Schoonblazen van het boorgat



Inbrengen chemische ankers (links de lijm, rechts de draad)



Vermengen lijm en inbrengen van draad met de boormachine



Figuur 25: Foto's werkwijze aanbrengen chemische ankers

#### 4.1.2 Trekproeven

Er zijn drie soorten trekproeven uitgevoerd.

- op een enkele steen;
- op drie stenen op een rij in y-richting (trekpunten op ca. 1 m onderlinge afstand);
- op drie stenen op een rij in x-richting (trekpunten op ca. 1 m onderlinge afstand).

Het is de bedoeling om deze elementen synchroon krachtsgestuurd te belasten en zo een simulatie te doen van een 2D belasting.

Het afbreekcriterium van de proef is het bereiken van de aangegeven kracht of een verticale verplaatsing van 0.15 D. De maximaal verwachte kracht per trekpunt is weergegeven in de onderstaande tabel.

**Tabel 25: Maximale trekkrachten per trekpunt**

Dikte toplaag [cm]	Gewicht toplaag [kg / m <sup>2</sup> *)	Trekkracht [kN]
25	625	35
30	750	45
35	875	60
40	1000	70

\*) uitgaande van 2600 kg/m<sup>3</sup> en 5% open ruimte

Uitgaande van een invloedsgebied van ongeveer 5D uit het trekpunt, wordt de volgende, naar verwachting veilige lengte van de balk voor de trekproef aangehouden.

**Tabel 26: Momenten in beproevingsbalk**

Dikte toplaag [cm]	Lengte balk trekproef [m]	Buigend moment in balk [kNm]
25	3.0	25
30	3.5	40
35	4.25	65
40	5.25	100

Op ongeveer 40 punten rondom het trekpunt is de z-verplaatsing gemeten. Op de buitenste ring van deze punten (binnen de lus van het invloedsgebied) wordt tevens de x- en y-verplaatsing gemeten. De meetnauwkeurigheid moet +/- 0.5 mm bedragen.

Het meten geschiedt met LVDT's gemonteerd op een aluminium frame dat geheel los staat van de trekbalken. Het aluminium frame is binnen het invloedsgebied niet afgesteund op de toplaag.

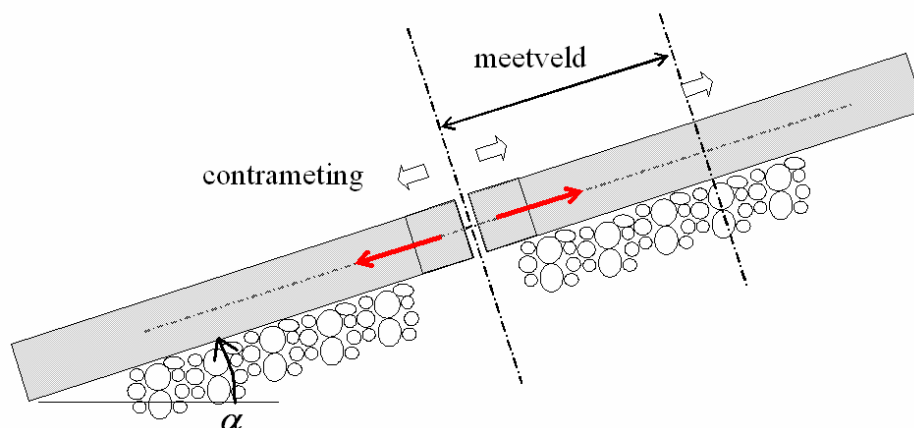
#### 4.2 Opzet schuifproeven

De schuifproeven moeten inzicht geven in het gedrag en de initiële pakking en stijfheid van de toplaag en de schuifstijfheid van de bedding.



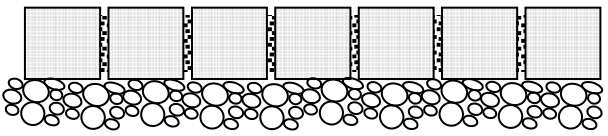
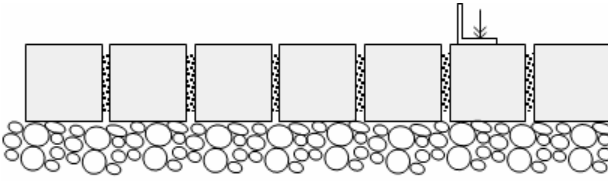

De schuifproef is gedaan door een horizontale spleet te laten ontstaan tussen twee ten opzichte van elkaar weg te drukken velden zuilen.

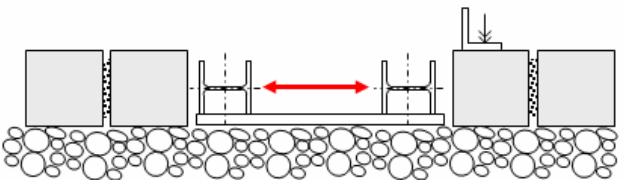
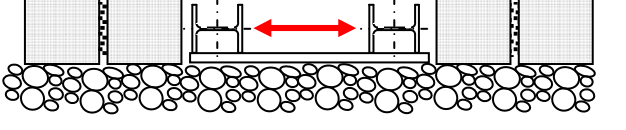
Het eerste idee was om dat te doen met in te brengen ingezaagde zuilen met platte vijzels. Later bestond het idee om de belasting excentrisch aan te brengen. Gezien de verwachte grote krachten en het risico dat de meetresultaten worden beïnvloed door de excentriciteit, is er toch voor gekozen om de proef uit te voeren in een vrij te maken sleuf. Voordat een aanvang gemaakt wordt met het maken van de sleuven worden de stenen die aan de belaste rand komen te staan middels twee kleine splijtankers en een stalen strip gefixeerd ten opzichte van de nevenstaande stenen (zie tabel 27). De sleuven zijn volledig hersteld.



**Figuur 26: Principe schuifproef**

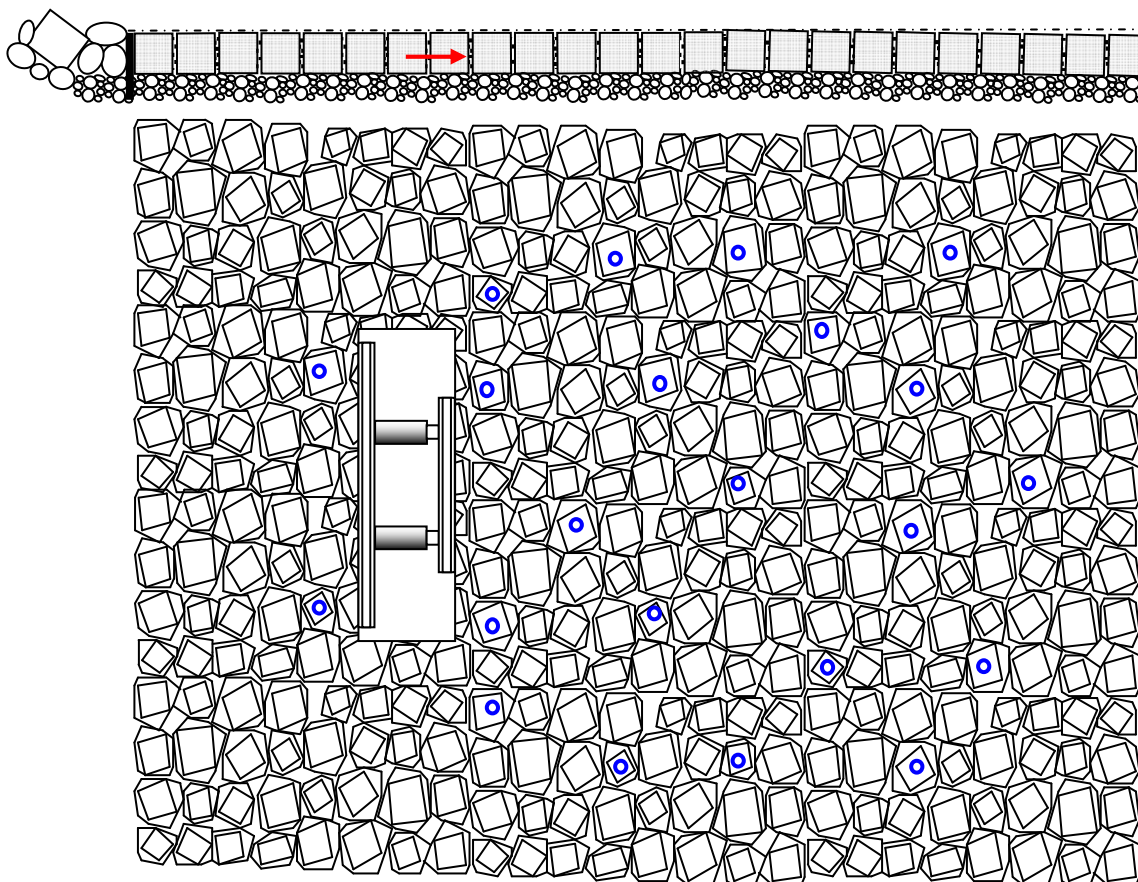
**Tabel 27: Uitvoeringsvolgorde schuifproef**

1 Zetting	
2 Fixeren bovenrij	
3 Uitnemen stenen	

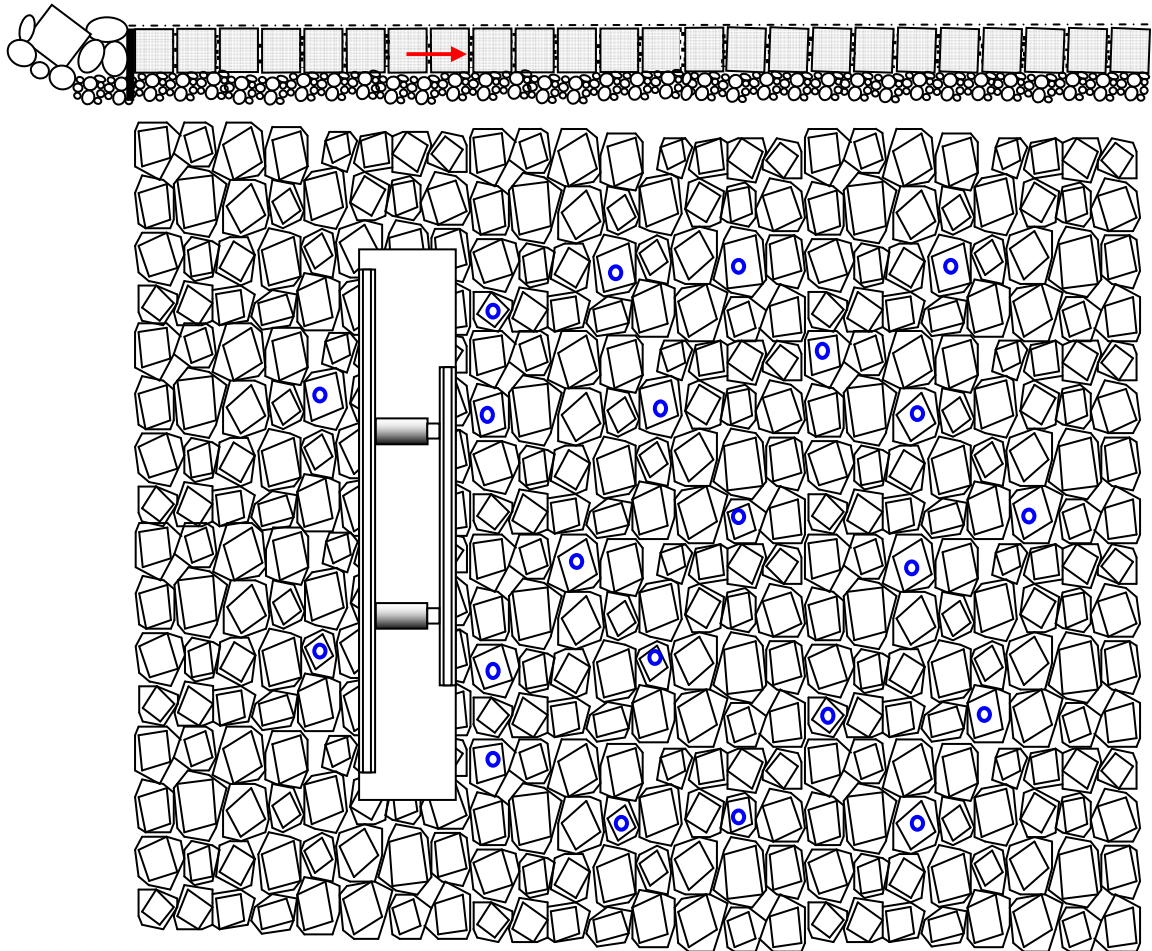
<p>4 Inbrengen geotextiel, houten regelwerk, stalen profielen HEA120, klossen tussen de staalprofielen en losse stenen om de sleuf tegen golfslag te beschermen.</p>	
<p>5 Verwijderen fixatie strips en aanbrengen vijzels</p>	

Verwacht wordt dat een goed geklemde bekleding zeer stijf reageert en dat de krachten reeds bij enkele [mm] zeer hoog op kunnen lopen (tot boven de 100 kN).

Op de volgende pagina's worden twee proef geometrieën getoond, die in de proevenserie zijn opgenomen. De bedoeling is dat er met een minimum aan verstoring van de oorspronkelijke pakking een 1-dimensionaal verband tussen de normaalkracht en de verplaatsing van de stenen in de richting van de normaalkracht wordt gevonden.



Figuur 27: Overzicht schuifproef met smal gat (2 m)



Figuur 28: Overzicht schuifproef met smal gat (3 m)

### 4.3 Procedure trekproeven

Ten behoeve van proeven is een multifunctionele meetwagen ontwikkeld, waarmee zowel de trekproeven als schuifproeven, gecombineerd met de bijbehorende verplaatsingsmetingen aan de steenzettingen zijn uitgevoerd.

De onderstaande stappen zijn doorlopen bij het uitvoeren van de enkelvoudige of drievoudige trekproeven:

- de meetwagen wordt op de steenzetting gereden, waarbij het meetframe in de hoogste positie hangt. In de trekstenen zijn dan reeds chemische ankers aangebracht, voorzien van een schroefhuls met inwendige draad M16;
- de LVDT's hangen aan het frame op een vooraf vastgestelde plaats, door een veermechanisme aan de taster staan de sensoren in uiterste positie;
- de meetwagen wordt precies boven de ankers gereden, zodat de draadeinden wrijvingsloos door de holle vijzels kunnen worden gevoerd. De draadeinden worden bevestigd aan een oog dat in de schroefhulzen van de chemische ankers wordt gedraaid;
- met behulp van het hydraulisch systeem van de tractor worden de 6 stempelvijzels aan de uiteinden van de samengestelde stalen liggers uitgedreven totdat deze de steenzetting raken.

Vervolgens wordt de hydraulische druk per vijzel afgesloten met de kraantjes. Het frame staat nu op 6 posities op een licht verend, onafhankelijk steunpunt;

- de tractor wordt uitgeschakeld;
- het aluminium meetframe wordt met een handmatig te bedienen lier neergelaten op de steenzetting. Bij het neerlaten glijdt het frame langs een stalen geleiding, haaks op de steenzetting. De stelpoten van het frame staan in maximale stand uitgedraaid;
- nadat het aluminium frame is ontkoppeld van het stalen frame, worden de stelpoten ingedraaid om te realiseren dat alle LVDT's enigszins worden ingedrukt;
- op de laptop wordt gecontroleerd of alle sensoren contact met de zetting maken. Zo nodig worden de sensoren bijgesteld. Dan wordt voor de benodigde sensoren een virtuele nulmeting (startmeting) gedaan. Deze is alleen bedoeld om de vervormingen te kunnen controleren en is niet van belang voor de verwerking van de data;
- het meetprotocol wordt gecontroleerd in het meetboek. Hierbij zijn de afbreekcriteria en de proefprocedure van belang. Tevens worden enkele standaardgegevens genoteerd;
- de dataregistratie wordt gestart. Op intervallen van één seconde wordt de stand van alle sensoren geregistreerd;
- de druk op de hydraulische vijzels wordt traploos per vijzel opgevoerd. Hierbij wordt de kracht zo goed mogelijk lineair in de tijd opgebouwd. De kracht kan handmatig worden afgelaten en opgebouwd;  
De driesteens meting wordt vervorminggestuurde verricht, de enkelsteens cyclische metingen worden krachtsgestuurd verricht. Bij de driesteens proeven worden de drie vervormingen dus gelijk gehouden. De andere proeven zijn noch zuiver krachts-, noch zuiver vervorminggestuurde. Er wordt belast tot een van beide grootheden zijn afbreekcriterium haalt;
- bij het bereiken van de gewenste piekbelasting wordt de kracht afgelaten, waarna de meting wordt gestopt. Alle meetgegevens worden opgeslagen op twee onafhankelijke informatiedragers. Hierna kunnen de ankers worden gelost en kan de opstelling voor de xy-metingen worden afgebroken;
- het aluminium frame wordt omhoog gehesen en de vijzels worden ingetrokken;
- de tractor trekt het frame naar de volgende locatie.

De weergegeven opstelling geldt voor alle locaties en proeven. Er zijn slechts twee oriëntaties van de meetkar ten opzichte van de dijk gebruikt. Dit geeft een eenduidige verwerking en interpretatie van de resultaten.


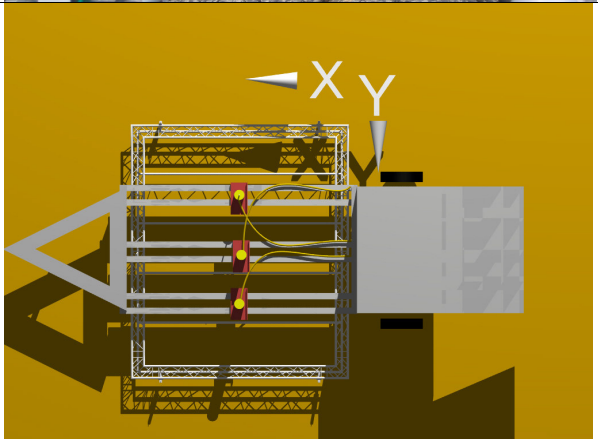
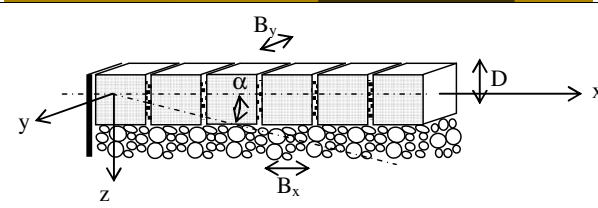
Tabel 28 en 29: Foto's posities kar bij trekproeven

Driesteens verticaal en enkelsteens trekproeven	
	<p>Geplande positie kar</p>
	<p>Uitvoering conform planning (foto locatie Bath)</p>
Driesteens horizontale trekproeven	
	<p>Geplande positie kar</p>
	<p>Uitvoering conform planning (foto locatie Bath)</p>



Tabel 30: Overzichtsfoto's trekproeven

Foto's trekproeven	Beschrijving activiteiten
	<p>De meetkar in Bath. Om de vizels heen is een dubbele portaalconstructie gemaakt om de sensoren tussen de UNP profielen van de kar het kunnen steken en om óp het draadeind te kunnen meten. Hiermee kunnen de verplaatsingen van de treksteen en de naburige stenen worden gemeten.</p>
	<p>Aanzicht van het portaal dat de treksteen sensoren draagt. Ook gaan er staande profielen tussen de stalen draagbalken heen. Aan deze staanders is een sensor bevestigd.</p>
	<p>De meetkar in Poortvliet</p>
	<p>De meetkar in Sluis</p>

Foto's trekproeven	Beschrijving activiteiten
	<p>Sensoren op de zetting in Bath</p>
	<p>De grafieken in dit rapport zijn in zogenoemde "karcoördinaten" opgesteld. Dit is ook het stelsel waarin de sensorlocaties zijn geregistreerd. In dit stelsel zijn de X en Y-as aan de kar verbonden en is de Z-as gespiegeld (negatief = positief), maar qua richting gelijk aan de zettingscoördinaten.</p>
	<p>zettingscoördinaten</p>

#### 4.4 Procedure schuifproeven


De meetwagen wordt ook voor de metingen de schuifproeven ingezet. Hierbij zijn de steunen aan het aluminium frame zodanig gepositioneerd dat de LVDT's in x- en y-richting kunnen meten tegen hoeklijntjes die op de steenzetting worden geplaatst. Ook de vijzels van het krachtfame en de hydraulische pompen worden voor de schuifproeven ingezet. In chronologische volgorde:

- de steenzetting wordt plaatselijk opengebrouwen;
- in de sparing worden houten klossen gelegd, waarop twee stalen HEA-profielen worden gelegd waartussen twee vijzels kunnen worden gemonteerd. Het stalen frame wordt met houtwerk gefixeerd;
- de locatie van de sensoren wordt op de zetting aangegeven met verfstippen. Er worden vooraf gaatjes geboord om de hoeklijnen te kunnen bevestigen;
- de meetwagen wordt op de steenzetting gereden, waarbij het meetframe in de hoogste positie hangt;
- de LVDT's hangen aan het frame op een vooraf vastgestelde plaats;
- de meetwagen wordt precies voor de sleuf gereden. Er wordt aandacht besteed aan het precies uitlijnen van de sensoren en de verfstippen;

- op de steenzetting worden meetstaanders bevestigd ter plaatse van de verfstippen en de voorgeboorde gaatjes;
- de tractor wordt uitgeschakeld;
- het aluminium meetframe wordt met een handmatig te bedienen lier neergelaten op de steenzetting. Bij het neerlaten glijdt het frame langs een stalen geleiding, haaks op de steenzetting. De stelpoten van het frame staan in maximale stand uitgedraaid, waarna de LVDT's handmatig tegen de hoeklijnen worden gefixeerd (enigszins ingedrukt);
- op de laptop wordt een nulmeting (startmeting) van alle sensoren gedaan;
- de druk op de hydraulische vijzels wordt traploos per vijzel opgevoerd. De kracht kan handmatig worden afgelaten en opgebouwd. De metingen worden krachtsgestuurd verricht;
- tijdens het opbouwen van de kracht worden de signalen van de LVDT's op vaste tijdsintervallen van één seconde ingelezen in een laptop;
- bij het bereiken van de gewenste piekbelasting wordt de kracht afgelaten, waarna de meting wordt gestopt. Alle meetgegevens worden opgeslagen op twee onafhankelijke informatiedragers. Hierna kunnen de hoeklijnen worden gelost.
- het aluminium frame wordt omhoog gehesen;
- de tractor trekt het frame naar de volgende locatie;
- het gat wordt leeggeruimd en dichtgezet. Dit gebeurt provisorisch, tenzij de steenzetter ter plaatse is;
- de steenzetter dicht het gat, onder toezicht van het Waterschap Zeeuwse eilanden.

Tijdens deze proefnemingen zijn monsters verzameld voor de beoordeling van de toplagelementen en de granulaire laag.

Tabel 31: Overzichtsfoto's schuifproeven

Foto's schuifproeven	Beschrijving
	<p>Klaarliggend meetgat, proef B2 in Bath. In het gat is reeds het stalen drukframe aangebracht waar de vijzels tussen worden geplaatst.</p>



Foto's schuifproeven	Beschrijving
	<p>Klaarliggend meetgat, proef in Poortvliet.</p>
	<p>Overzicht opstelling.</p>
	<p>Vijzels in zetting. Meetframe en kontrasensoren zichtbaar. Meting in Poortvliet, proef S1</p>
	<p>Dezelfde opstelling, maar dan in Sluis, proef S1.</p>

Foto's schuifproeven	Beschrijving
	<p>LVDT's gepositioneerd tegen opstaande op de glooiing gemonteerde hoeklijntjes.</p>
	<p>Detail.</p>




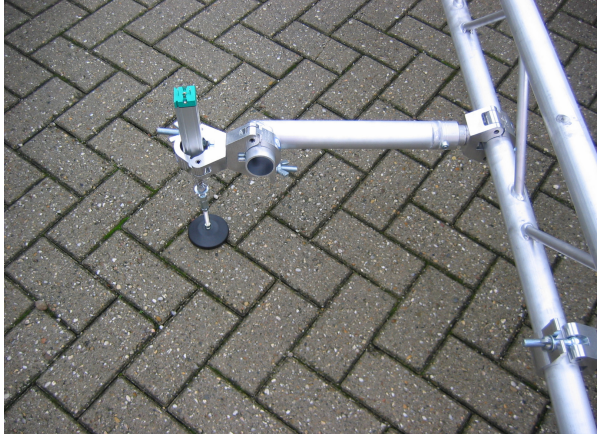
#### 4.5 Beschrijving proefopstelling en meetapparatuur

Ten behoeve van de proeven is een multifunctionele meetwagen ontwikkeld, waarmee zowel de trekproeven als schuifproeven, gecombineerd met de bijbehorende verplaatsingsmetingen aan de steenzettingen kunnen worden uitgevoerd.

De meetwagen wordt als een aanhanger achter een tractor bevestigd. De meetwagen bestaat uit een stalen draagconstructie waarmee de belasting van de trekproeven kan worden afgedragen en een los te koppelen aluminium frame waarmee de verplaatsingen van de steenzetting kunnen worden gemeten. De koppeling van de aanhanger is op de hydraulische heflat van de tractor bevestigd.



Tabel 32: Foto's onderdelen meetopstelling

Onderdeel meetopstelling	Beschrijving
	<p>Overzichtsfoto 'kale' meetwagen met tractor.</p>
	<p>Krachtsframe (gespoten staal), dissel (triangel), hydraulische stempels met kraantjes, proefvijzel (geel) en meetframe (aluminium) zichtbaar. Met het liertje kan het meetframe worden gehesen en gevierd.</p>
	<p>Aluminium meetframe.</p>
	<p>De LVDT's zijn met een kunststof voetje uitgevoerd. Hiermee wordt voorkomen dat precies in een voeg wordt gemeten. Met deze methode hoeven de steunen niet per meting te worden verplaatst. (foto tijdens test opstelling bij BAS BV in Venray)</p>

Onderdeel meetopstelling	Beschrijving
	<p>LVDT' s worden met steunen aan het aluminium vakwerk bevestigd. De steunen zijn 10, 30 en 50 cm lang. De LVDT' s kunnen dus steeds h.o.h. 20 cm worden geplaatst.</p>
	<p>Vooranzicht meetopstelling. Eén vizel is geplaatst. Het meetframe, het belastingsframe c.q. kar en het meethuisje zijn zichtbaar.</p>
	<p>Verzamelkast voor signaaldraden van de LVDT' s. Er zijn 40 ingangen voor LVDT sensoren en nog eens 4 om hydraulische druk te meten. Alle data wordt uiteindelijk via een USB aansluiting op een laptop geregistreerd.</p>

#### 4.5.1 Stalen krachtframe

De trekproeven zijn uitgevoerd met een kar is opgebouwd uit een aantal stalen balken die in principe als een ligger op twee steunpunten aan de uiteinden zijn opgelegd op de glooiing van de dijk. De overspanninglengte van het frame wordt in functie van de (maximale) dikte van de steenzetting bepaald. Uitgaande van een maximale steendikte van 35 cm is de overspanninglengte vastgesteld op 4250 mm.

De stalen balken zijn opgebouwd als samengestelde liggers, bestaande uit twee UNP-profielen die met een hart-op-hartafstand van 20 cm met strippen aan elkaar zijn gelast.

Om te realiseren dat drie stenen tegelijkertijd kunnen worden beproefd zijn drie gecombineerde liggers naast elkaar geplaatst. De onderlinge afstand van deze liggers bedraagt 1000 mm. Deze liggers zijn alleen aan de uiteinden met elkaar verbonden opdat de trekproeven weliswaar gelijktijdig maar zonder elkaar te beïnvloeden kunnen worden uitgevoerd.

In het midden van de overspanning wordt bovenop deze samengestelde liggers een holle vijzel geplaatst waarmee een trekkracht aan de steenzetting kan worden aangebracht. Door de opening tussen de UNP-profielen kan de vijzel enigszins in x- en y-richting worden geschoven om eventuele afwijkingen in de plaatsing van de ankers op te kunnen vangen. Zeker voor de Basalton zuilen wordt niet verwacht dat de afstand tussen de ankers precies 1000 mm zal zijn.

Aan het uiteinde van het stalen frame is per samengestelde ligger een hydraulische stempelvijzel gemonteerd (totaal 6 stuks). Hiermee kan het frame op de zetting worden gezet met een stijve verbinding. Via deze stempelvijzels wordt de kracht van de liggers naar de dijk afgedragen. Iedere stempelvijzel is met een kraantje van de hydraulische ringleiding af te sluiten. Zodoende kunnen de krachten en vervormingen niet herverdelen via deze weg.

Om de meetkar over de dijk te kunnen manoeuvreren is deze aan de achterzijde voorzien van wielen en aan de voorzijde voorzien van een dissel waarmee het frame als een aanhanger aan een voertuig kan worden bevestigd. De stalen balken vormen hierbij het chassis van de aanhanger. Om de wagen veilig op voor metingen op een helling te kunnen gebruiken is het zwaartepunt zo laag mogelijk gehouden.

De proefvijzels op de stalen balken zijn holle vijzels, zodat stalen draadeinden door de vijzel kunnen worden gevoerd en bevestigd aan de ankers in de stenen. Iedere vijzel wordt door een hydraulische pomp gestuurd. Om gelijkmatige opbouw van druk te realiseren wordt gebruik gemaakt van handpompen. Per vijzel is een manometer voorzien waarop de druk kan worden afgelezen. Om de druk te kunnen registreren met een computer is per vijzel een druksensor opgenomen in de hydraulische leiding.

#### 4.5.2 Aluminium meetframe

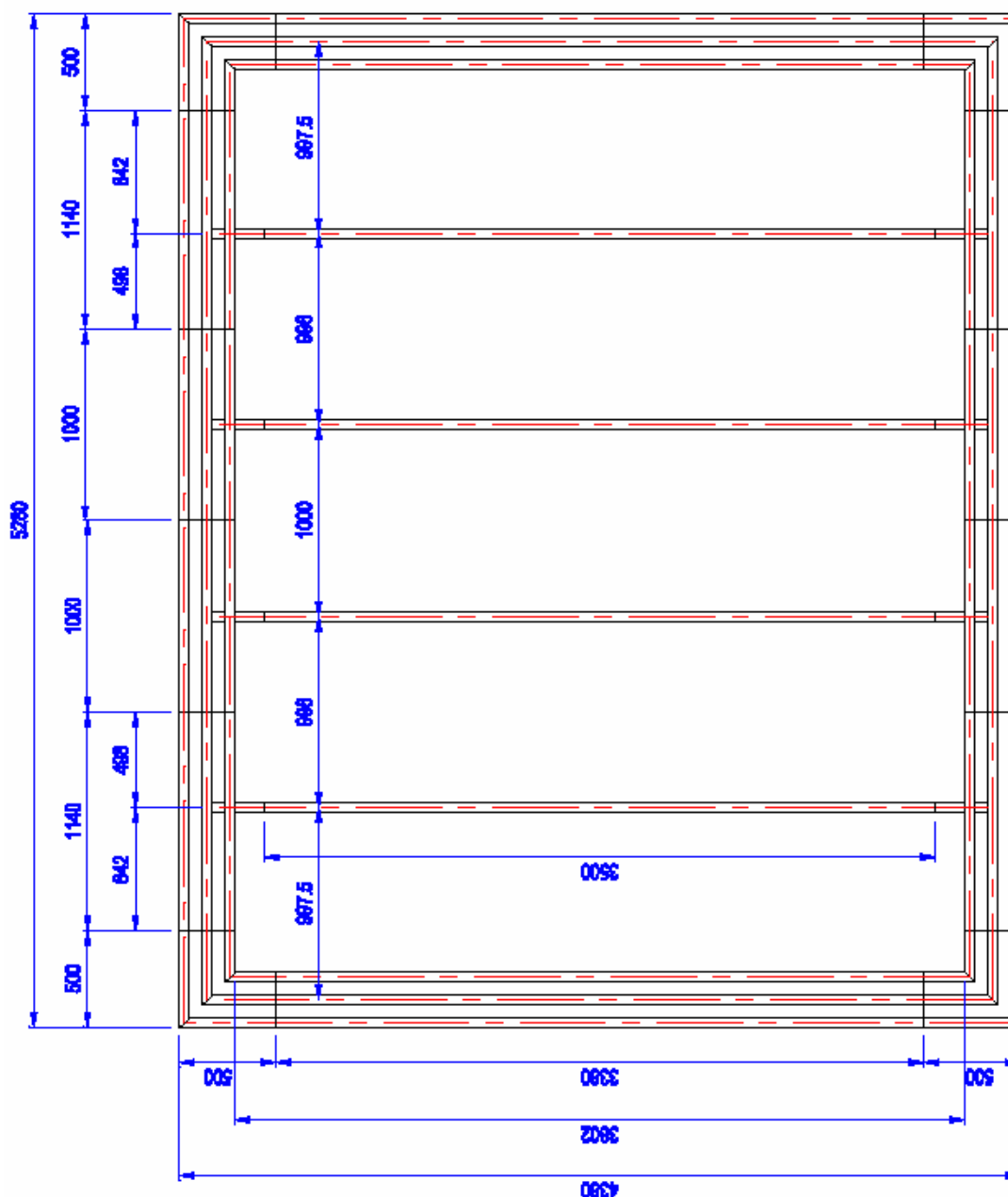
Om de verplaatsingen van de steenzetting te kunnen meten wordt gebruik gemaakt van een aluminium frame, bestaande uit vakwerkprofielen. Het frame bestaat uit een kader van driehoekige profielen waartussen vlakke vakwerkliggers zijn gemonteerd. Dit frame is zodanig opgebouwd dat het onafhankelijk van het stalen frame (tussen de balken van het stalen frame) kan worden gemonteerd.

Ten behoeve van een meting kan het aluminium frame op de steenzetting worden neergelaten, waarna het kan worden losgekoppeld van het stalen frame. Hierdoor kunnen krachtsopbouw en verplaatsingsmeting onafhankelijk van elkaar worden uitgevoerd. Het aluminium frame wordt buiten de invloedzone van de belasting met schroefstempels afgesteund op de steenzetting. Met die stempels kan het frame ook goed evenwijdig aan de zetting worden gepositioneerd.



Aan dit aluminium frame worden circa 40 LVDT's bevestigd om de verplaatsingen te kunnen meten. De signalen van deze sensoren worden ingelezen in een laptop. De sensoren zijn voorzien van min of meer variabel instelbare steunen om op uiteenlopende plaatsen in het veld te kunnen meten. De steunen kunnen zodanig worden ingesteld dat in x-, y- en z-richting kan worden gemeten.

Om voldoende stijfheid van het frame te verkrijgen is gekozen voor een zwaar profiel met een hoogte van 300 mm. Hierdoor kan het frame een groot veld overspannen en is het tevens bestand tegen trillingen door wind.



Figuur 29: Afmetingen meetframe

## 4.6 Beschrijving elektronische meetapparatuur

De elektronica vormt een belangrijk onderdeel van de proefopstelling. Alle proefresultaten zullen namelijk elektronisch worden geregistreerd. Ook is het voor de proefneming noodzakelijk dat sommige gegevens tijdens de uitvoering van de proef kunnen worden afgelezen.

### 4.6.1 Verplaatsingsensoren

Om de vervorming van de steenzetting te meten worden 'rectilinear displacement transducers' van de fabrikant Gefran gebruikt met een slag van 100 mm en een driepolige aansluiting. Deze zogenaamde LT's kunnen een verplaatsing meten in de richting van hun eigen as. Deze sensoren bestaan uit een huis en een voeler. De voeler beweegt in het huis en is tegen de steenzetting gedrukt met een veer.

Als de voeler in het huis wordt gedrukt, verandert de weerstandsverdeling in de stroomkring. In het huis loopt een sleepcontact over een weerstand. Er wordt een spanning gemeten tussen nul en 5 volt. De fabrikant van de sensoren garandeert een bepaalde lineairiteit en uniformiteit van de sensoren. Dit impliceert dat alle sensoren met een vaste omrekenfactor van spanning naar bijbehorende millimeters kunnen worden omgerekend.

In een andere context is ook wel gesproken van LVDT's (in het draaiboek). Dit is een vergelijkbare sensor, alleen werkt deze niet op basis van een sleepcontact maar op basis van een inductieweerstand. Voor het gemak worden de sensoren in dit rapport LVDT's genoemd.

### 4.6.2 Druksensoren

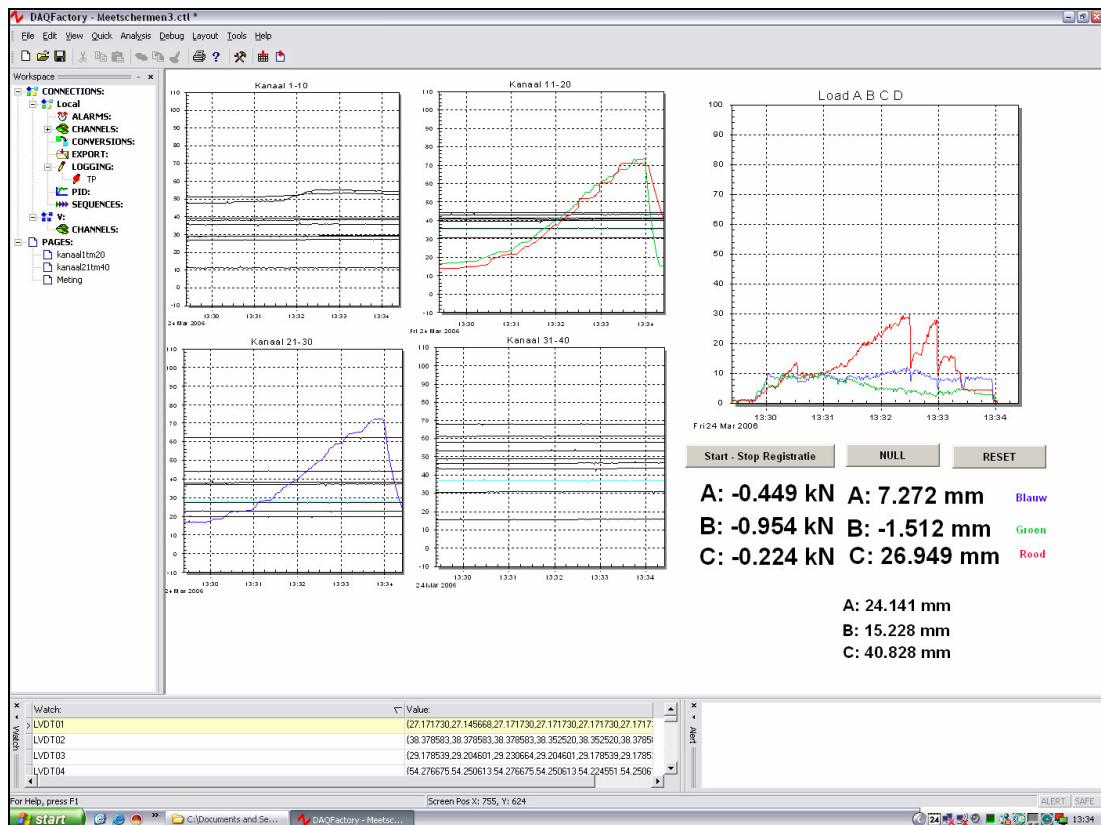
Omdat de krachten met een hydraulisch systeem worden aangebracht kunnen deze impliciet met druksensoren worden gemeten. Voor de meting worden de druksensoren op dezelfde laptop en verzamelkast aangesloten als voor de metingen aan de LVDT's nodig is. Hier worden de kanalen A, B en C gebruikt. Deze zijn niet gelijk aan de kanalen 1 t/m 40, omdat de druksensoren een hogere spanning nodig hebben. In het hydraulische systeem is ook een analoge manometer van de fabrikant Enerpac opgenomen.

### 4.6.3 Software

Als basis voor de aansturing en dataverwerking van de metingen is een laptop met het besturingssysteem Microsoft Windows XP gebruikt. Tijdens de meting worden alle handelingen met één software programma verricht. De software die de data van de sensoren weergeeft en logt, is DAQfactory van Azeotech. Dit programma kan de voltages die de sensoren afgeven uitlezen.

Omdat de proeven worden gestuurd op de gegevens die worden gemeten, moeten de resultaten van enkele sensoren tijdens de uitvoering, real time beschikbaar zijn. Hiertoe moeten de voltage's onmiddellijk in millimeters en kilonewtons worden omgezet. Ook hiervoor biedt DAQfactory mogelijkheden. Ook is het mogelijk deze gegevens in één scherm overzichtelijk weer te geven, waarmee tijdens de metingen kan worden gewerkt.

Het is noodzakelijk de meting te nullen. Dit om het vervormingcriterium in de gaten te houden. Hiertoe is een nulknop gemaakt die een aantal tijdelijke variabelen aanmaakt. Deze variabelen fungeren tijdelijk als nul meting. Deze handelingen hebben geen invloed op de logfile en zijn alleen noodzakelijk om de meting goed te kunnen uitvoeren en controleren.



Figuur 30: Voorbeeld meetscherm (van proef TA19)

In het meetscherm zijn de volgende elementen zichtbaar:

- vier kleine grafieken waarin alle kanalen van de vervormingsensoren worden weergegeven. Zo kan worden gecontroleerd of alle sensoren werken en goed staan;
- een grote grafiek waarin de krachten kunnen worden afgelezen op alledrie de vijzels;
- drie knoppen, respectievelijk om de logfile te starten en te stoppen, om de meting te nullen en om de nul te verwijderen;
- zes controlegetallen: Kracht en vervorming van vijzel A, B en C;
- drie kleine controle getallen. Dit zijn de ongenulde waarden van de vervormingen die ook erboven kunnen worden afgelezen. Hiermee kan worden gecontroleerd of de sensor niet te ver wordt ingedrukt. De slag is maar 100mm, daarna kan de sensor kapot worden gedrukt.



#### 4.6.4 Fabrikaten meetapparatuur

<http://www.druck.com>

Druksensoren PTX1400.

<http://www.gefran.com>

Verplaatsingssensoren LT's model 100.

<http://www.labjack.com>

Uitlezen sensoren. Model U9. Gemonteerd in verzamelkast.

<http://www.azeotech.com/daqfactory.php>

Software voor registreren gegevens.

<http://www.mitutoya.com>, afdeling Amerika.

Eindmaten voor ijking LVDT's.

Maat	Serienummer
2,5 mm	960172
25 mm	952365
50 mm	969304
75 mm	962219

<http://www.enerpac.com>

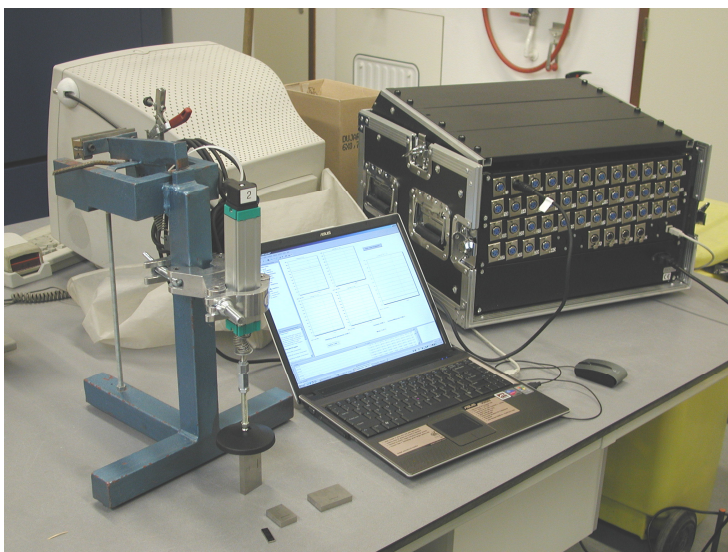
Hydraulisch systeem

Manometerblok	GA 4
Slang	HC7 206
Pomp	P 392
Vijzel	RCH 206
Koppeling	CH 604
Manometer	2 × GF 813B 1 × GP 10S

## 4.7 Calibratie meetapparatuur

### 4.7.1 Calibratie verplaatsingsensoren

Om de lineairiteit, de ruis en de omrekenfactor naar millimeters te bepalen zijn alle sensoren beproefd en met eindmaten gekalibreerd.



**Figuur 31: Opstelling testen LVDT's**

### Werkwijze

Voor de calibratie is dezelfde apparatuur en software als voor de eigenlijke metingen gebruikt. De sensoren worden per stuk in een statief geplaatst en op het eigen kanaal aangesloten. De kanalen worden verzameld in een kast waarin vier labjacks zijn ingebouwd om de sensoren uit te lezen.

In deze kast zijn ook de voedingen van de sensoren opgenomen. De gegevens die met de labjacks wordt verzameld worden via een USB interface met een laptop geregistreerd.

De calibratieopstelling was niet geheel trillingsvrij. Deze bevond zich in een ruimte met apparatuur uit de betontechniek (o.a. zeef/meng installaties).

Met iedere sensor is een meetserie gedaan. Nadat de LVDT op het eigen kanaal is aangesloten, wordt eerst snel getest of de instellingen op de laptop goed zijn. Vervolgens wordt de tafelwaarde genoteerd (nulmeting). In stappen wordt nu verder gewerkt met speciale eindmaten van 2.5, 25, 50 en 75 mm. Tenslotte wordt ook de standaarddeviatie van tien meetwaarden bij een slag van 75 mm vastgesteld.

$$s^2 = \frac{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}}{n-1}$$

waarin:

x = een meetwaarde

n = het aantal meetwaarden

### Vorbereidingen

Om de opstelling en de gevoeligheden ervan te bepalen is voorafgaand aan de testserie met een aantal LVDT's een aantal variabelen gevarieerd. Allereerst is er een keuze gemaakt tussen kalibreren mét en zonder kunststof voetje. Dit voetje is enigszins hol en flexibel en verstoord daarmee de overgang tussen de meting op de vlakke tafel en de veel kleinere eindmaten<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Op basis van de metingen kan een holling van 0.2 mm worden berekend.

Deze verdwijnen in de holte en drukken het materiaal enigszins in. Op de steenzetting zullen deze factoren geen rol spelen. Ook is geprobeerd de ruis uit het signaal te filteren door een gemiddelde waarde uit te lezen in plaats van een enkele.

Uiteindelijk is gebleken dat de meetwaarden op kleine schaal te leiden hebben van de metingen mét voet. Dit wordt geweten aan de holling van het voetje, die de overgang van de nulmeting op het tafelblad naar de kleinste ijkmaat verstoort. Bij overgangen tussen twee ijkmaten zijn de metingen mét en zonder voetplaatje overeenkomstig: beide ijkmaten vallen in de holling. Omdat het wenselijk is de gehele opstelling te testen, is mét voet gemeten. Bij de dataverwerking is de kleinste ijkmaat als nulmeting aangehouden.

Omdat de gemeten spanning enigszins zweeft, is ook getest met de registratie van een gemiddelde waarde. Hiervoor is steeds het gemiddelde van de laatste tien meetwaarden berekend. Deze waarde is weliswaar veel stabielere dan individuele waarde, echter ook minder representatief. Er is dus voor gekozen een enkele waarde uit te lezen als testwaarde.

### Verwerking

Alle gegevens zijn in een spreadsheet programma verwerkt. In de rijen 1 t/m 15 is het resultaat van de voorbereidingen zichtbaar. Omdat de resultaten daar geen aanleiding tot geven is verder gewerkt mét voetje en met een willekeurige waarde zonder middeling.

**Tabel 33: Indeling calibratietabel**

Kolom	Inhoud
A	Commentaar en volgnummer
B	Nummer van de LVDT en tevens het kanaal
C	Voltage bij de meting op tafel
D	Voltage bij de meting met de eindmaat van 2.5 mm
E	Voltage bij de meting met de eindmaat van 25 mm
F	Voltage bij de meting met de eindmaat van 50 mm
G	Voltage bij de meting met de eindmaat van 75 mm
H	Standaard deviatie zoals afgelezen in het meetscherm
J	Berekening van de voltageverandering bij een slag van 22.5 mm
K	Berekening van de voltageverandering bij een slag van 47.5 mm
L	Berekening van de voltageverandering bij een slag van 72.5 mm
N	Berekening van de voltageverandering per mm in de slag van 22.5 mm
O	Berekening van de voltageverandering per mm in de slag van 47.5 mm
P	Berekening van de voltageverandering per mm in de slag van 72.5 mm
R	De gemiddelde voltageverandering per mm in de slag van 22.5 mm bij verschillende opstelling
S	De gemiddelde voltageverandering per mm in de slag van 47.5 mm bij verschillende opstelling
T	De gemiddelde voltageverandering per mm in de slag van 72.5 mm bij verschillende opstelling
V	Meting van de slag in mm bij een vaste omrekenfactor
W	Meting van de slag in mm bij een vaste omrekenfactor
X	Meting van de slag in mm bij een vaste omrekenfactor
W2	Vaste omrekenfactor. Zodanig dat de gemiddelde waarde van X19 – X57 exact 72.5 is.
V59-X61	Statistische eigenschappen van V19 – X56. Hierbij zijn steeds de formuleringen van een volledige populatie gebruikt. (o.a. vergelijking 2)
C59 – C62	Berekening van de holling van het voetje. Ter informatie

Tabel 34: Kalibratietabel - resultaten

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X
1	Metingen in volts x 100																							
2																								
3	Stiddev gemeten bij 75 mm																							
4																								
5																								
6																								
7																								
8																								
9																								
10																								
11																								
12																								
13																								
14																								
15																								
16																								
17	Met voete zonder gemiddelde																							
18																								
19																								
20																								
21																								
22																								
23																								
24																								
25																								
26																								
27																								
28																								
29																								
30																								
31																								
32																								
33																								
34																								
35																								
36																								
37																								
38																								
39																								
40																								
41																								
42																								
43																								
44																								
45																								
46																								
47																								
48																								
49																								
50																								
51																								
52																								
53																								
54																								
55																								
56																								
57																								
58																								
59																								
60																								
61																								
62																								

Statistische analyse

In kolommen V, W en X zijn de fictieve meetwaarden opgenomen. Bij toepassing van de LVDT's zouden deze waarden gemeten zijn. Om de betrouwbaarheid van deze metingen te bepalen zijn van deze waarden enkele statistische eigenschappen bepaald. Allereerst is de vaste omrekenfactor berekend. Deze is zodanig ingesteld dat de gemiddelde meting bij een slag van 72,5 mm exact is. De metingen bij de andere slagen zijn dan ook vrijwel exact in overeenstemming met de theoretische waarde. Omdat er in de gehele serie geen uitschieters voorkomen, wordt geconcludeerd dat er met een vaste omrekenfactor mag worden gewerkt om de voltages in millimeters om te zetten. Deze factor is 4,773 volt per 100 mm.

Vervolgens is de standaarddeviatie van de metingen bepaald. Hiermee zal worden geprobeerd de nauwkeurigheidsgrenzen vast te stellen.

$$\sigma^2 = \sum \frac{(x - \mu)^2}{n}$$

waarin:

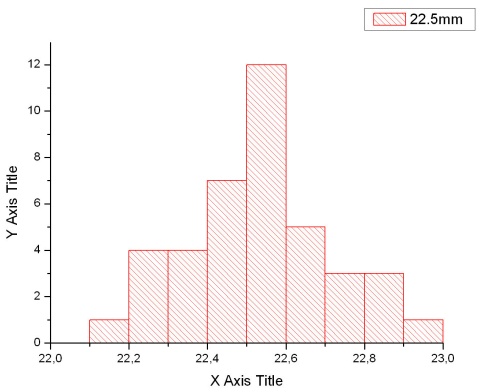
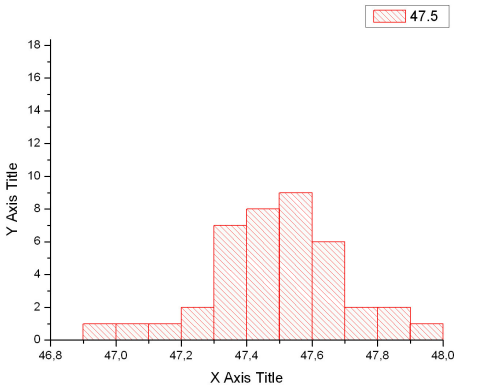
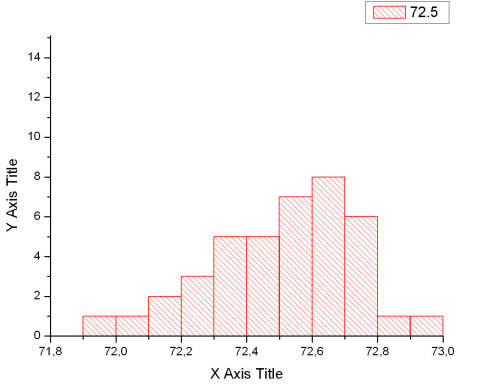
- x = meetwaarde
- μ = gemiddelde
- n = aantal meetwaarden

De standaarddeviatie uit de metingen is 0.2 mm. Uit het feit dat de standaarddeviatie voor alledrie de slagen ongeveer groot is wordt geconcludeerd dat de ruis niet sterk afhankelijk is van de uitslag. Iedere meting is dus even nauwkeurig, ongeacht de stand van de sensor.

Met het programma is ook per sensor de standaarddeviatie van de laatste tien metingen afgelezen. Deze zijn gemiddeld 0.13 mm en dus lager. De theoretische achtergrond van de laatste waarde is echter minder duidelijk, omdat hier een gemiddelde is genomen van een aantal standaarddeviaties. Tevens is de eerstgenoemde standaarddeviatie groter en dus ongunstiger. In het vervolg zal met een standaarddeviatie van 0.2 mm worden gewerkt als veilige en afleidbare keuze. Tevens geeft de gestandaardiseerde beschrijving van de sensoren meer flexibiliteit, wat belangrijker wordt geacht dan de kleine verbetering in de nauwkeurigheid.

Om de verdeling te visualiseren zijn een aantal histogrammen gemaakt.

**Tabel 35: Gegevens statische analyse kalibratie**

	<p>Histogram van de meetwaarden bij een slag van 22,5 mm. Verdeling lijkt normaal.</p>
	<p>Histogram van de meetwaarden bij een slag van 47,5 mm. Verdeling lijkt ten opzichte van normaal verdeeld wat verzwaard rond het gemiddelde.</p>
	<p>Histogram van de meetwaarden bij een slag van 72,5 mm. Verdeling lijkt ten opzichte van normaal verdeeld wat verzwaard aan de rechter zijde.</p>

Om een inschatting te maken van de betrouwbaarheid van de metingen is met een normale verdeling de kans op een bepaalde afwijking berekend.

Uit de histogrammen blijkt dat deze verdeling redelijk aansluit op de werkelijke kansverdeling. Voor die berekening is een standaarddeviatie van 0,2 aangehouden.

**Tabel 36: Gegevens statische analyse calibratie**

Foutband	Overschrijding	Onderschrijding
±0 mm	1	0
±0,1 mm	0,671	0,383
±0,2 mm	0,371	0,683
±0,3 mm	0,134	0,866
±0,4 mm	0,046	0,954
±0,5 mm	0,012	0,988
±0,6 mm	0,003	0,997
±0,7 mm	0	1

#### Omrekeningsfactor

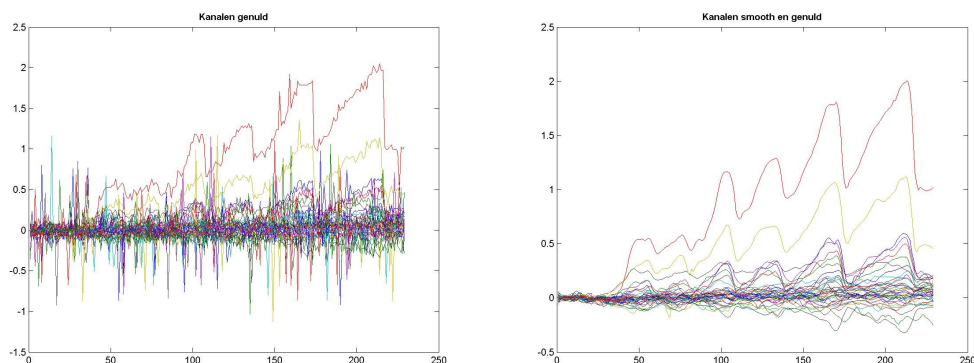
De LVDT's zijn uniform en lineair. Ze meten met een nauwkeurigheid van 1 mm (±0,5 mm) in 98,8 procent van de gevallen. De omrekening van spanning naar afstand moet met de volgende factor gebeuren: 1 mm komt overeen met 0,04773 volt.

#### Bevindingen tijdens veldmetingen

Na analyse van de eerste meetgegevens van de proefnemingen is gebleken dat numerieke verwerking van de meetresultaten, door bijvoorbeeld een lopend gemiddelde te nemen, een veel hogere nauwkeurigheid van de resultaten oplevert. Dit is bij de verwerking van de trekproeven niet toegepast om twee redenen:

- scherpe krachtterugval of snelle vervormingen zullen dan worden afgevlakt. Dit gedrag moet objectief worden gepresenteerd op springgedrag en de reactie van de buurtstenen te analyseren;
- voor de trekproeven is de meetnauwkeurigheid zonder bewerking afdoende (grote vervormingen tot 60 mm).

Voor de metingen in het vlak van de zetting (de xy-metingen) is wel een filter toegepast, omdat deze metingen veel kleiner zijn. Een significantie van 1 mm is dan zeker niet afdoende. De eerstgenoemde beperking die hierboven zijn genoemd moeten dan worden geïncasseerd. Het gebruikte filter is gebaseerd op een kwadratische fit die scherpe pieken negeert (rloess uit Matlab).



**Figuur 32: Ongefilterd en gefilterd meetresultaat (van proef SPAS2)**

In de figuren hierboven wordt de ruisband vóór de start van de belasting met elkaar vergeleken. Dit is ongeveer tot tijdstap 25. De ruisband is rechts veel (orde 10 maal) kleiner dan links. In de data zijn grote pieken zichtbaar (tot wel 1 mm groot) die de relatief lage nauwkeurigheid van  $\pm 0.5$  mm verklaren. Voorzichtig kan worden geconcludeerd dat de nauwkeurigheid van de meting veel groter is dan in de eerdere analyse beproefd. Er moet worden vastgesteld dat de elektronica een grote invloed heeft op de betrouwbaarheid van een individuele meting.

De pieken in de rechter figuur, bovenste grafiek, komen overeen met de zes belastingen uit de proef. De andere kanalen reageren tot een niveau van 0.1 mm duidelijk op deze belasting. Bij de schuifproeven wordt deze waarde als grens voor een significante meting gesteld.

#### 4.7.2 Calibratie druksensoren

De vijzel wordt in een drukbank gezet, waarmee de kracht die de vijzel levert, kan worden gemeten.

Op de foto is rechts de zwarte verzamelkast met de laptop opgesteld. De handpomp voor de hydraulica is links daarvan op tafel gezet. Achter de verzamelkast is nog net een stukje van de manometer zichtbaar. Centraal is de drukbank zichtbaar met de proefvijzel. Aflezing van de kracht gebeurt links, op de kast onder de computer monitor en toetsenbord, boven de rode knop.



**Figuur 33: Opstelling testen druksensoren**

De manometer heeft volgens de opgaaf van de producent een nauwkeurigheid van 1% van de volledige schaal. De drukbank is een geijkt apparaat met een grotere nauwkeurigheid dan de manometer. Beide apparaten worden als nauwkeurig genoeg beschouwd voor het testen van de druksensoren.

Over de kansverdeling van de drukmetingen is minder goed uitspraak te doen als bij de LVDT's. Er zijn maar drie sensoren. Daardoor zijn er minder metingen te vergelijken (steeds 3 stuks) en dat is te weinig voor een statistische uitspraak als bij de LVDT's. Uitgaande van de gegarandeerde lineairiteit worden alle metingen gebruikt om de vaste omrekeningsfactor te bepalen.

### Verwerking

Het signaal dat de druksensoren afgeven heeft een bereik van 1 tot 5 volt bij een druk van 0 tot 600 bar. Bij het testen is het systeem van 0 tot 600 bar opgepompt in stappen van 100 bar. Bij iedere stap de spanning van de sensoren en de kracht op de drukbank geregistreerd. Bij de laatste stap is ook weer de standaarddeviatie zoals in de software uitgerekend genoteerd. Van alledrie de hydraulische systemen is dit stappenplan gevolgd.

**Tabel 37: Resultaten toetsen druksensoren**

<b>Load A</b>								
<b>Bar</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>300</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>600</b>	<b>StdDev</b>
kN	0	30,00	60,30	91,00	122,50	151,50	181,5	
Voltage	1	1,665	2,320	3,000	3,686	4,312	4,967	0,0080

<b>Load B</b>								
<b>Bar</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>300</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>600</b>	<b>StdDev</b>
kN	0	30,50	61,50	92,30	123,30	155,00	185	
Voltage	1	1,657	2,348	3,045	3,711	4,390	5,033	0,0030

<b>Load C</b>								
<b>Bar</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>300</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>600</b>	<b>StdDev</b>
kN	0	31,50	60,80	91,60	122,00	152,50	183	
Voltage	1	1,670	2,340	3,032	3,712	4,383	5,015	0,0040

De standaarddeviaties zijn erg klein; de variatiecoëfficiënt is van de orde grootte 0.2%.

### Statistische analyse

Om waarde aan de gepresenteerde metingen te verbinden moet duidelijk zijn wat de nauwkeurigheid van de sensoren is. Wederom is in een spreadsheetprogramma de data verwerkt. Er is hier voor een ander formaat gekozen, omdat er meer verbanden gelegd moeten worden.

De sensor reageert op de druk in de olieleiding. Allereerst wordt dus gezocht naar een verband tussen de elektrische spanning en de vloeistofdruk. Hiervoor zijn de metingen aan de sensor en de aflezing van de manometer van belang.

Vervolgens wordt de omrekenfactor van druk naar de kracht die de vijzel levert bepaald. In principe wordt daarmee de oppervlakte van de zuiger berekend.



### Omrekening elektrische spanning - vloeistofdruk

Het omrekenen van spanning naar druk kan met een vaste omrekenfactor worden gedaan. In de onderstaande tabel en figuur zijn een aantal berekeningen weergegeven om de betrouwbaarheid van deze omrekening te bepalen.

**Tabel 38: Omrekening druksensoren; van spanning naar vloeistofdruk**

Rij	Waarde
Druk	De druk op de manometer
A spanning - 1 B spanning - 1 C spanning -1	Voltage­stap min start­waarde (1). De voltage­stap is de toename van de spanning ten opzichte van de nul­meting. Dit is voor iedere sensor bij iedere druk gedaan
A – factor B – factor C - factor	Hier wordt voor iedere meting de omrekenfactor in bar per volt berekend
Stdev	Standaarddeviatie van de rijen A spanning -1, B spanning -1 en C spanning -1. Dit betreft slechts drie waarden, de significantie is gering.
Stdev %	Standaarddeviatie van de rijen A – factor, B – factor en C – factor . Dit betreft slechts drie waarden, de significantie is gering.

Druk	100	200	300	400	500	600
A spanning - 1	0,665	1,320	2,000	2,686	3,312	3,967
B spanning -1	0,657	1,348	2,045	2,711	3,390	4,033
C spanning -1	0,670	1,340	2,032	2,712	3,383	4,015
A - factor	150,38	151,52	150,00	148,92	150,97	151,25
B - factor	152,21	148,37	146,70	147,55	147,49	148,77
C - factor	149,25	149,25	147,64	147,49	147,80	149,44
Stdev spanning	0,005354	0,011776	0,018909	0,012028	0,035236	0,027857
Stdev factor	1,217189	1,32512	1,388672	0,660575	1,570468	1,045672

Spanning - drukfactor in bar en volt	
Gemiddeld	StdDev
149,17	1,5627

In de onderste tabel wordt de gemiddelde omrekenfactor berekend en de standaarddeviatie. De standaarddeviatie bedraagt 1,05% van de bijbehorende factor.

In de voorlaatste rij is ook de standaarddeviatie van de spannings­stappen per drukkolom bepaald (met vergelijking 2). Deze is slechts gebaseerd op drie metingen.

### Omrekening druk - kracht

De druk en de kracht verhouding heeft niet direct verband met de sensor, maar is een eigenschap van het hydraulische systeem. Alleen de nauwkeurigheid van de manometer en de drukbank hebben effect op deze waarden.

**Tabel 39: Omrekening druksensoren; van druk naar kracht**

Rij	Waarde
Druk	De druk op de manometer
A B C	De gemeten kracht, afgelezen op de drukbank
A – factor B – factor C - factor	Hier wordt per meting de factor gepresenteerd tussen de druk en de kracht

Druk	100	200	300	400	500	600
A	30,00	60,30	91,00	122,50	151,50	181,50
B	30,50	61,50	92,30	123,30	155,00	185,00
C	31,50	60,80	91,60	122,00	152,50	183,00
A - factor	0,300	0,302	0,303	0,306	0,303	0,303
B - factor	0,305	0,308	0,308	0,308	0,310	0,308
C - factor	0,315	0,304	0,305	0,305	0,305	0,305

Druk-krachtfactor in bar en kN	
Gemiddeld	StdDev
0,3057	0,00337

Rechts is te zien dat de factor gemiddeld 0,3057 bedraagt en een standaardafwijking van 0,00337 heeft. Dit is een afwijking van 1,1%.

Deze factor kan ook worden bepaald aan de hand van de specificaties van de fabrikant. In de handleiding van de zuiger wordt een effectieve oppervlakte van de zuiger genoemd van 4,73 inch<sup>2</sup>. Vermenigvuldigd met 25,5<sup>2</sup> geeft dit 3051,5 mm<sup>2</sup>. De theoretische omrekenfactor moet dus 0,30515 zijn. Dit wijkt 0,18% af van de gemeten waarde. De druk – kracht conversie is dus met grote nauwkeurigheid mogelijk. De gemeten waarde wordt hier als factor gekozen, omdat die onderbouwd kan worden.

De metingen zullen plaatshebben tot een belasting van ongeveer 70 kN. Als dezelfde zekerheidsgrenzen als voor de LVDT's worden aangehouden (2,5 maal de standaarddeviatie), dan worden deze grenzen met 98,8 % zekerheid niet overschreden. De onzekerheidsgrenzen zijn dan  $\pm 2,5 \times 70 \times 0,0104 = \pm 1,82$  kN met een zekerheid van 98,8%.

Deze onzekerheid geldt bij 70 kN. Bij kleinere belasting liggen de grenzen dichterbij de meetwaarde omdat de fout absoluut is en niet relatief. De nauwkeurigheid is voor de proeven ruim voldoende.

#### Omrekening voltage - kracht

Deze verhouding is uiteindelijk degene die voor de metingen het belangrijkste zijn. Hiervoor is dezelfde methodiek gebruikt als hiervoor.

**Tabel 40: Omrekening druksensoren; van spanning naar kracht**

Rij	Waarde
Kracht A B C	De kracht op drukbank
A B C	De gemeten spanning, afgelezen op de laptop
A – factor	Hier wordt per meting de factor gepresenteerd tussen de spanning en de kracht
B – factor	
C - factor	

<b>kN A</b>	<b>0</b>	<b>30,00</b>	<b>60,30</b>	<b>91,00</b>	<b>122,50</b>	<b>151,50</b>
<b>kN B</b>	<b>0</b>	<b>30,50</b>	<b>61,50</b>	<b>92,30</b>	<b>123,30</b>	<b>155,00</b>
<b>kN C</b>	<b>0</b>	<b>31,50</b>	<b>60,80</b>	<b>91,60</b>	<b>122,00</b>	<b>152,50</b>
A spanning - 1	1,000	0,665	1,320	2,000	2,686	3,312
B spanning -1	1,000	0,670	1,340	2,032	2,712	3,383
C spanning -1	1,000	0,670	1,340	2,032	2,712	3,383
A - factor	0,00	45,11	45,68	45,50	45,61	45,74
B - factor	0,00	45,52	45,90	45,42	45,46	45,82
C - factor	0,00	47,01	45,37	45,08	44,99	45,08

Druk-krachtfactor in bar en kN	
Gemiddeld	StdDev
45,55	0,476

De twee eerder bepaalde factoren zijn na vermenigvuldiging met elkaar ook gelijk aan deze factor.

#### Omrekeningsfactor

De omrekenfactoren dit bij het hydraulische systeem en de sensoren horen zijn als volgt.

**Tabel 41: Omrekenfactoren bij meetapparatuur**

	Waarde	Standaarddeviatie	Variatiecoëfficiënt *) [-]
Spanning - Druk	149,1 [ bar/V]	1,557	0,0104
Druk - Kracht	0,3057 [kN/bar]	0,00337	0,0110
Spanning - Kracht	45,55 [kN/V]	0,476	0,0105

\*) StdDev / waarde, relatieve spreiding t.o.v. gemiddelde.

Achteraf is de spanningsdruk factor omgerekend naar de oppervlakte van de zuiger. Vergeleken met de opgave van de fabrikant wijkt deze -0,18% af. Aangezien de methodiek voor de bepaling van de andere factoren niet anders is geweest zal de betrouwbaarheid van de factor hoog zijn.

## 4.8 Sensorindeling

### 4.8.1 Trekproeven

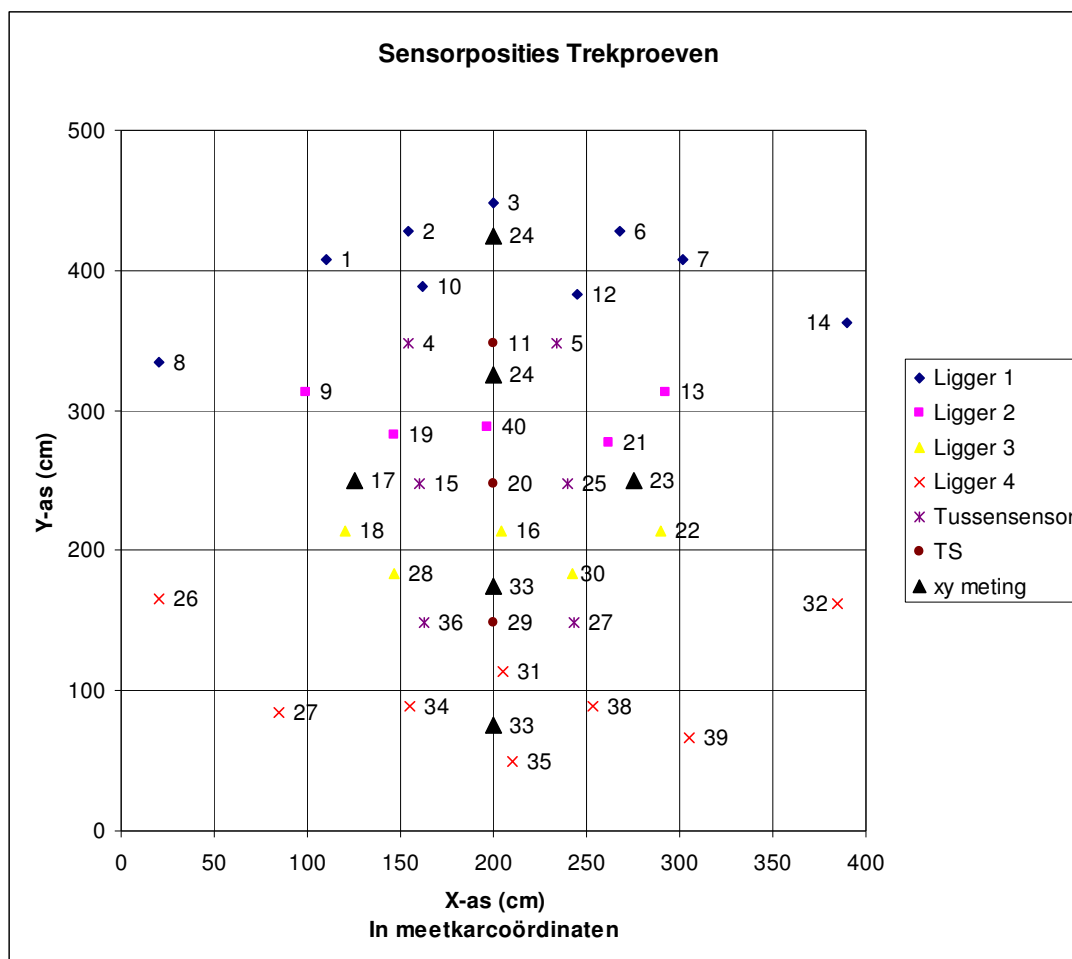
In totaal zijn er 40 verplaatsingsensoren en drie druksensoren beschikbaar. De druksensoren zijn niet afhankelijk van hun plaats in de ruimte. Echter, de verplaatsingssensoren geven alleen nuttige informatie als bekend is waar zij die verplaatsing meten.

Voor elke proef zijn de posities van de sensoren exact bekend. De sensorindeling is zo veel mogelijk gelijk gehouden. Dan hoeft slechts een enkele keer een nauwkeurige registratie van de sensoren plaats te vinden.

Gedurende de eerste proeven in Bath zijn er echter een aantal aanpassingen noodzakelijk gebleken. De sensordichtheid rond de getrokken stenen is groter gemaakt en een aantal overbodige sensoren zijn op een nuttiger locatie ingezet. De indeling is goed zichtbaar in de uiteindelijke meetresultaten. Het is ook goed zichtbaar vanaf welke proef de posities gewijzigd zijn. De hierna weergegeven indeling geldt voor het overgrote deel van de metingen.

Tijdens de proeven zijn 4 sensoren ingezet om in het vlak van de zetting te meten. Deze zijn standaard op 75 cm afstand van de uiterste vijzels gezet in de hoofdrichtingen van het meetframe. Voor de vier vlakmetingen betekent een positieve verplaatsing dat de steen van de vijzel af beweegt (radiaal naar buiten). Deze sensoren zijn met de zwarte driehoekjes aangegeven (▲). Er zijn zes standaardposities. Sensor 24 en 33 zullen bij driesteens proeven op de hoge en lage positie staan en bij de enkelsteens proeven op de binnenste posities. Bij alle opstellingen wordt geprobeerd de sensor op 75 cm van de dichtst bij zijnde vijzel te plaatsen.

Een positieve verplaatsingsmeting van de andere sensoren houdt in dat de zetting omoog komt (positieve richting van z-as). De sensoren zijn in groepen ingedeeld op basis van hun verbindingsarm. 'Ligger 1' betekent dan dat de sensoren aan de eerste aluminium ladder zijn bevestigd.



**Figuur 34: Sensorindeling trekproeven (nummering rechts m.u.v. 14 en 32)**

De tussensensoren zijn met een hulpportaal onder de stalen kar gepositioneerd en de met 'TS' aangeduide sensoren zijn degene die boven de vijzels zijn bevestigd en de verplaatsing van de treksteen meten. Al deze sensoren zijn met een portaal aan het meetframe bevestigd en meten ten opzichte van dezelfde referentie. De TS sensoren meten de verplaatsing van het verankeringsdraadeind. De vervorming van de meetkar is niet van invloed, de rek van het draadeind wél (<0.1 mm).

Sensoren 8, 26, 14 en 32 hebben een speciale rol bij de dataverwerking: deze zijn namelijk vlak naast de oplegging van het krachtframe geplaatst. Theoretisch zou hier geen verplaatsing mogen worden gemeten, anders is het meetframe is verschoven.

Het sensorgrid is ook in tabelvorm beschikbaar. Zie tabel 42.

**Tabel 42: Sensorgrid trekproeven**

Ligger	Sensor- nummer	x	y
1	1	110	408
	2	154	428
	10	162	388
	3	200	448
	12	245	383
	6	268	428
	7	302	408
	14	390	363
	8	20	335
2	9	99	313
	19	147	283
	40	197	288
	21	262	277
	13	292	313
3	18	120	214
	28	147	184
	16	204	214
	30	242	184
	22	290	214
4	26	20	165
	27	85	84
	34	155	89
	35	210	49
	31	205	114
	38	253	89
	39	305	67
	32	385	162
<b>aan portaal</b>			
<b>vak</b>	<b>sensor- nummer</b>	<b>x</b>	<b>y</b>
2	5	234	348
2	4	154	348
3	15	160	248
3	25	240	248
4	36	163	149
4	37	243	149
<b>op treksteen</b>			
<b>vak</b>	<b>sensor- nummer</b>		
2	11	200	348
3	20	200	248
4	29	200	149
<b>x-y-metingen</b>			
	<b>sensor- nummer</b>		
	17	Links	
	23	Rechts	
	24	Boven	
	33	Onder	

De vakken in de tabel hierboven liggen tussen de liggers in. Vak 2 ligt tussen ligger 1 en 2 in, vak 3 tussen 2 en 3 en vak 3 tussen 3 en 4.

De treksteensensoren zijn ook aan de betreffende vijzel te koppelen. Dan geldt de volgende relatie.

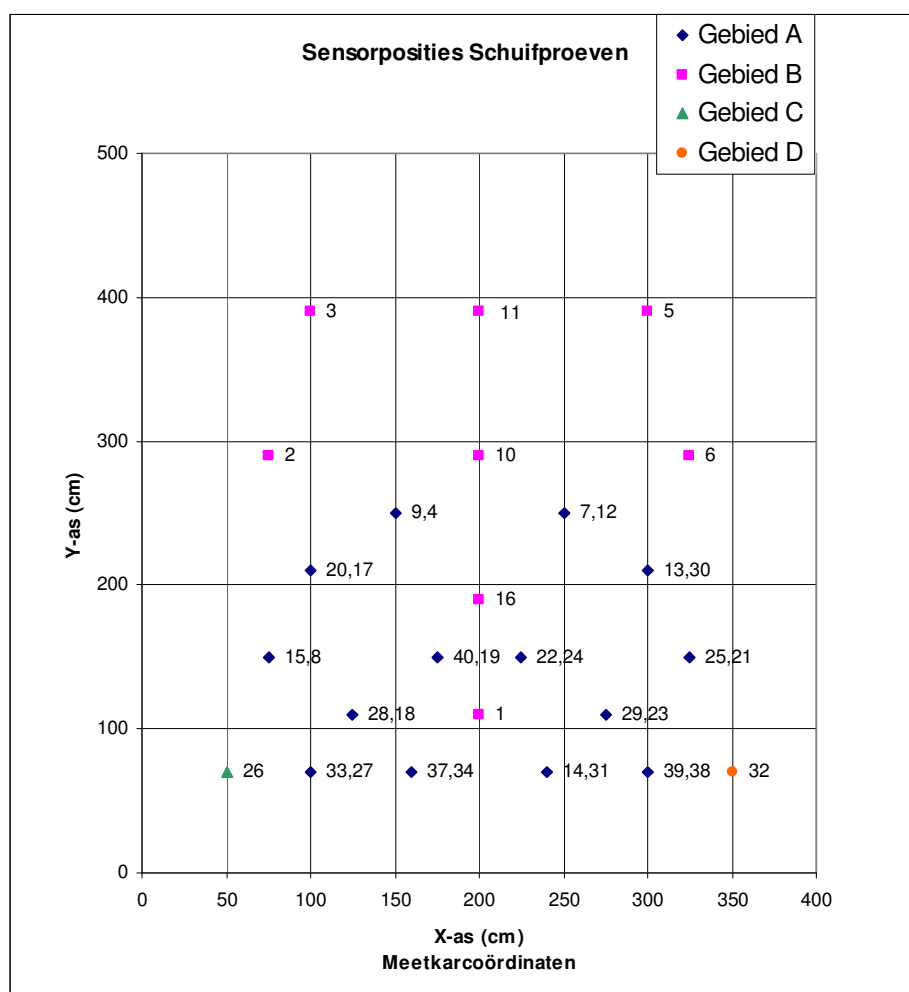
**Tabel 43: Sensor - vijzelcombinatie trekproeven**

Sensor	Vijzel
11	C
20	B
29	A

#### 4.8.2 Schuifproeven

Voor de schuifproeven is het meetframe geheel opnieuw ingedeeld. De belasting vindt aan de onderzijde van het frame plaats ( $y = 40$  cm). Het frame hangt wel over het gat heen en steunt aan de kopzijden van de sleuf op de zetting.

Daarom is de sensordichtheid hier veel hoger. Gedurende de proeven is het sensorveld niet aangepast. Alle metingen zijn dus met eenzelfde sensoropstelling verricht.



**Figuur 35: Sensorindeling schuifproeven (nummering rechts, eerst x-sensor dan y-sensor)**

De sensoren zijn wederom in verschillende gebieden ingedeeld. Ditmaal omdat er verschillen bestaan in de verwachte vervorming van de zetting.

Gebied A      Metingen in x en y richting  
 Gebeid B      Metingen in y richting alleen  
 Gebeid C      Metingen in x richting alleen  
 Gebied D      Gelijk aan gebied C

Alle sensoren staan ofwel in de y of in de x richting: een positieve meting betekent dan ook een verplaatsing in een van die beide richtingen.

Ook hier is een tabel met sensornummers en locatie beschikbaar.

**Tabel 44: Sensorgrid schuifproeven**

Gebied	sensor- nummer X	sensor- nummer Y	x	y
A x y	33	27	100	70
	37	34	160	70
	14	34	240	70
	39	38	300	70
	28	18	125	110
	29	32	275	110
	20	17	100	210
	13	30	300	210
	40	19	175	150
	22	24	225	150
	9	4	150	250
	7	12	250	250
	15	8	75	150
25	21	325	150	
B y		1	200	110
		16	200	190
		10	200	290
		11	200	390
		3	100	390
		5	300	390
		2	75	290
	6	325	290	
C x plus	26		50	70
D x min	32		350	70
	<b>Contra sensor A</b>	<b>Contra sensor B</b>		
<b>contrasensoren</b>	35	36		



De vijzels zijn steeds buiten het meetveld opgesteld. Ze zijn steeds op 60 of 120 cm h.o.h. in een stalen frame geplaatst van respectievelijk 100 en 200 cm breed. Hierbij is vijzel A het dichtst bij de oorsprong geplaatst en vijzel B het verst er vandaan. De posities van de kontrasensoren zijn gekoppeld aan de vijzels: deze worden in lijn met de vijzels geplaatst aan de onderzijde van de sleuf. Sensor 35 staat bij vijzel A en 36 bij vijzel B. Hierbij wordt steeds de tweede steen vanaf de gedrukte rand gekozen. De afstand ten opzichte van het drukframe is te vergelijken met de positie van de sensoren 28, 18, 1, 29 en 23 aan de meetzijde.



## 5 RESULTATEN BEPALINGEN EIGENSCHAPPEN CONSTRUCTIE ONDERDELEN

In dit hoofdstuk worden de resultaten van enige laboratoriumproeven weergegeven. Deze proeven zijn vooral uitgevoerd om de materiaaleigenschappen te bepalen van onderdelen van de constructie, te weten de zuilen en het filtermateriaal.

### 5.1 Inleiding

De bepaling van de volgende eigenschappen is in een laboratoriumomgeving gedaan:

- soortelijk gewicht van losse steen (meten);
- wrijvingsfactor steen op steen, verweerd en schoon;
- type en korrel  $D_{15}$  voegmateriaal;
- type, korrel  $D_{15}$  en dikte filtermateriaal.

De proeven worden uitgevoerd op monsters die uit Zeeland zijn meegenomen. Per locatie zijn twee toplaagelementen meegenomen en een emmer granulair materiaal.

In Sluis was er onderscheid te maken tussen inwas en filtermateriaal. Het filtermateriaal is uit de sleuf van de schuifproeven genomen. Het inwasmateriaal is een orde kleiner en is aan de teen van de zetting geraapt. Dit monster is ook enigszins verweerd (verkleurd). Er zijn twee Basaltonzuilen meegenomen uit Sluis. De monstercode voor deze zuilen is 1 en 2.

In Poortvliet was het niet mogelijk een goed monster te nemen. Door stormschade is er veel (meer dan  $5 \text{ m}^3$ ) grind aangebracht en enkele tientallen Basaltonzuilen om de zetting te repareren. Deze nieuwe steenfractie is door het monster gemengd. De 'nieuwe' zuilen waren ook niet te onderscheiden van de zettingseigen zuilen. Er is zo goed mogelijk geprobeerd toch een goed monster te nemen. Dit is gedaan op het oog: de filterlaag is oorspronkelijk van niet rond, bont grind gemaakt. Inwasmateriaal is niet los aangetroffen. Er zijn twee Basalton zuilen meegenomen uit Poortvliet: monstercodes 3 en 4.

In Bath was het wel mogelijk is een monster uit de sleuf van de schuifproef te nemen. Het inwasmateriaal is in dat monster vermengd, maar dat bestaat uit een dermate kleine korrel dat dit na zeven te onderscheiden is van de filterlaag. De meegenomen toplaagelementen hebben monstercode 5 en 6. Code 5 is de hoge steen (licht grijze, grove ecolaag) en 6 is de lage steensoort (zwarte, fijnere ecolaag).

### 5.2 Soortelijk gewicht

De volumieke massa van een proefstuk wordt middels waterverdringing bepaald. Het onderzoek is uitgevoerd conform NEN-EN 12390-7 'Beproeving van verhard beton-Deel 7: Volumieke massa van beton': 2000.

Onderzoeksmethode

Het proefstuk wordt volledig onder water gebracht waarna de massa wordt bepaald. Vervolgens wordt het proefstuk uit het water genomen en met een vochtige doek het aanhangende water verwijderd. Hierna wordt de massa van het proefstuk bepaald. Uit de verkregen waarden wordt de volumieke massa bepaald.

**Tabel 45: Soortelijk gewicht**

monstercode	locatie	massa [g]		volume [cm <sup>3</sup> ]	volumieke massa [kg/m <sup>3</sup> ]	Gemiddelde	Hoogte [cm]
		boven water	onder water				
1	Sluis	36000	24000	12000	3000	2944	24,5
2	Sluis	26000	17000	9000	2889		24,5
3	Poortvliet	18000	11000	7000	2571	2786	24
4	Poortvliet	30000	20000	10000	3000		24
5	Bath - hoog	49000	33000	16000	3063		38,5
6	Bath - laag	45000	30000	15000	3000		34,5

### 5.3 Wrijvingsfactoren

De volgende eigenschappen zijn vastgesteld in het laboratorium onder droge omstandigheden. Het onderzoek is uitgevoerd volgens een eigen methode.

#### Onderzoeksmethode

De wrijvingsweerstand van 2 glooiingselementen wordt bepaald door het meten van de kracht die benodigd is voor het verplaatsen van een element dat met het werkelijke schuifvlak op een ander element is geplaatst.

De twee elementen worden met het werkelijke schuifvlak, horizontaal op elkaar geplaatst. In het kopse vlak van het bovenste element is een oogbout bevestigd in het verlengde van de lengteas van het element. Het onderste element is star ingeklemd. Aan het oog is een kabel bevestigd die, via een katrol, aan de trekbank is bevestigd. Middels een gelijkblijvende verplaatsing van de traverse van de trekbank wordt een trekkracht op het bovenste element aangebracht. Tevens wordt middels vervormingsmeters de verplaatsing van het bovenste element geregistreerd. Bij de eerste verplaatsing van het element wordt hiervoor benodigde kracht bepaald. Uit de verkregen waarden wordt de wrijvingscoëfficiënt van de glooiingselementen bepaald.

**Tabel 46: Wrijvingsfactoren**

Locatie	Meting	Maximale wrijvingskracht $F_{w,max}$ [N]	Normaalkracht [N]	Wrijvingscoëff. $f_n$	Wrijvingskracht tijdens schuiven $F_{w,bep}$ [N]	Wrijvingscoëff. $f_n$
Sluis	1	122.6	255.1	0.48	107.0	0.42
	2	132.2	255.1	0.52	117.0	0.46
Poortvliet	1	78.1	176.6	0.44	65.0	0.37
	2	87.9	176.6	0.50	73.0	0.41
Bath	1	386.7	441.5	0.88	343.0	0.78
	2	372.7	441.5	0.84	325.0	0.74

Gemiddelde waarden uit de metingen staan in de onderstaande tabel.

**Tabel 47: Wrijvingsfactoren gecorreleerd aan jaar van aanleg**

Locatie	Maximale wrijvingscoëff. $f_n$	Dynamische wrijvingscoëff. $f_n$	Type	Jaar van aanleg
Sluis	0.50	0.44	Basalton	1997
Poortvliet	0.47	0.39	Basalton	1980
Bath	0.86	0.76	Hydroblock (met ecotop)	2002

In alle gevallen blijkt de statische wrijving 10% à 20% hoger dan de dynamische wrijving, er is duidelijk sprake van een stickslip gedrag.

De waarden bij Bath zijn opvallend hoog. Een verklaring kan zijn het feit dat de element relatief nieuw zijn. Scherpe randen en de discontinuïteit van de ecotop kunnen haakweerstand geven die de wrijving van de stenen op elkaar bemoeilijkt.

De correlatie met de leeftijd is opvallend.

## 5.4 Elasticiteitsmoduli

De statische elasticiteitsmodulus wordt bepaald als verhoudingswaarde tussen een drukspanningsverschil en de bijbehorende elastische vervorming van het onderzochte proefstuk. Het onderzoek is uitgevoerd conform DIN 1048: Teil 5 par. 7.5 'Statische elasticiteitsmodulus'.

Onderzoeksmethode

Ten behoeve van het onderzoek is een cilinder uit de elementen geboord met een diameter van 100 mm. De drukvlakken van dit proefstuk zijn planparallel gepolijst. Vervolgens zijn twee rekmeters met een meetlengte van 100 mm, tegenover elkaar, op het proefstuk aangebracht en is het proefstuk centrisch in de drukbank geplaatst. Hierna wordt het proefstuk belast tot circa 1/3 van de maximale druksterkte. Uit de verkregen waarden voor druksterkte en vervorming wordt de elasticiteitsmodulus bepaald.

**Tabel 48: Elasticiteitsmoduli van de steen (zonder voeg)**

Locatie	Monster	Elasticiteitsmodulus [N/mm <sup>2</sup> ]
Sluis	1	38900
	2	33300
Poortvliet	3	34500
	4	24600
Bath	5	28700
	6	30800

## 5.5 Zeefanalyse

Er is een standaard zeefanalyse uitgevoerd op de meegenomen monsters. Het resultaat is gepresenteerd in de onderstaande tabel.

Het onderzoek bestaat uit het verdelen en scheiden van een toeslagmateriaal in verschillende korrelgraderingsgebieden door middel van controlezeven. Het onderzoek is uitgevoerd volgens NEN-EN 933-1 'Beproevingmethoden voor de geometrische eigenschappen van toeslagmaterialen-Deel 1: Bepaling van de korrelgrootte-verdeling-zeefmethode.

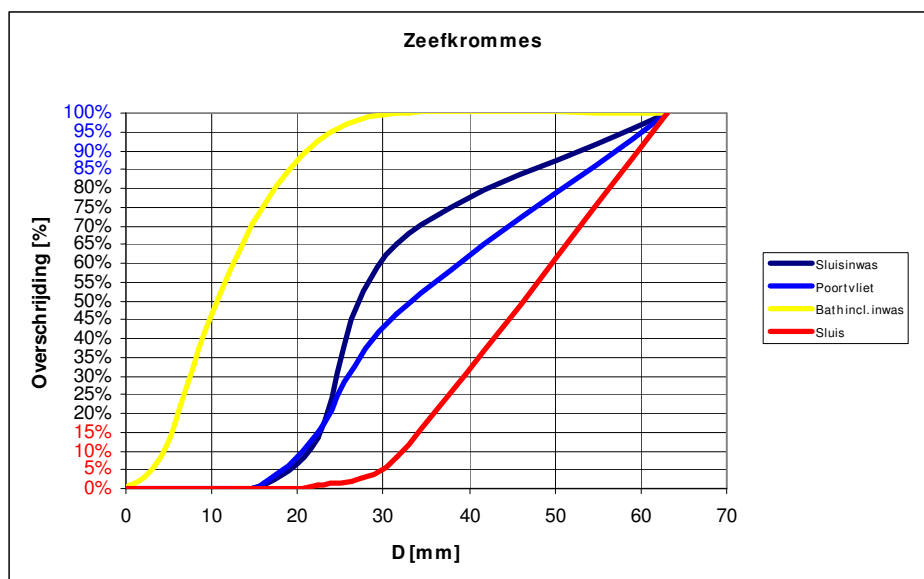
#### Onderzoeksmethode

Het monster toeslagmateriaal wordt gedroogd tot een constante massa is bereikt. Na afkoeling wordt het droge gewicht van het monster bepaald. Hierna brengt men het monster in een zeefkolom waarin het gedurende 10 minuten machinaal wordt gezeefd over controlezeven met diverse afmetingen zeefdoorvallen. Na handmatig nazeven wordt per controlezeef de zeefrest (materiaal op zeef) bepaald. Uit de verkregen waarden wordt de korrelverdeling van het toeslagmateriaal bepaald.

**Tabel 49: Zeefanalyse**

zeven	Royal Haskoning 2005-0586-007 Z1000005222	Royal Haskoning 2005-0586-007 Z1000005221	Royal Haskoning 2005-0586-007 Z1000005220	Royal Haskoning 2005-0586-007 Z1000005219
	Sluis (inwassing)	Poortvliet	Bath	Sluis
	% massa per zeefdek	% massa per zeefdek	% massa per zeefdek	% massa per zeefdek
C 63				0,0 v
C 31,5	34,7	53,3		91,6 vn
C 22,4	86,6 v	85,3 v	7,5	99,3 v
C 16	99,1 v	98,8 v	24,8 v	100,0 v
C 11,2	100,0 v	99,8 v	47,1 v	100,0 v
C 8	100,0 v	99,9 v	66,8 v	100,0 v
C 5,6	100,0 v	99,9 v	83,0 v	100,0 v
C 4	100,0 v	99,9 v	91,7 v	100,0 v
2 mm	100,0 v	99,9 v	97,3 v	100,0 v
1 mm			98,8 v	
500 µm			99,2 v	
250 µm			99,4 v	
150 µm			99,6 v	
125 µm			99,7 v	
63 µm			99,8 v	
rest	100,0	100,0	100,0	100,0
vocht zeer fijn %	0,5	4,2	2,7	938,2

De krommes uit de voorgaande tabel zijn in de grafiek hieronder geplot.



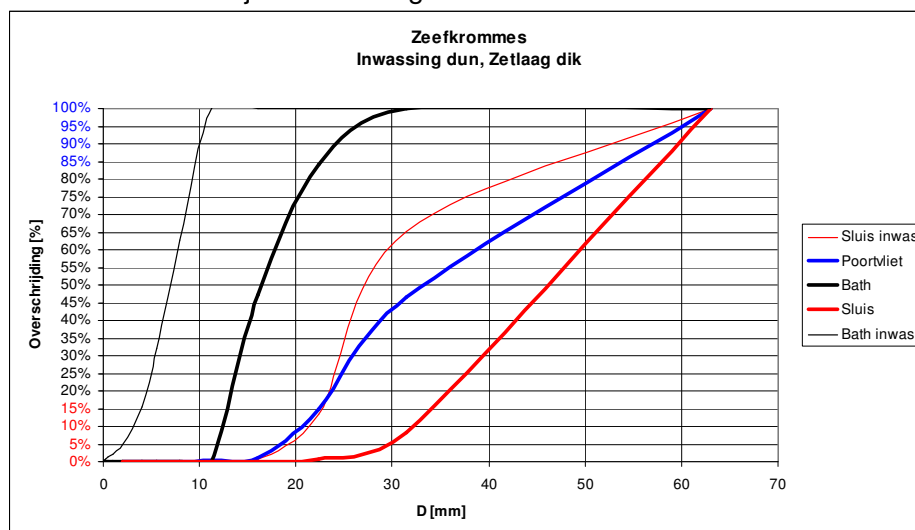
**Figuur 36: Zeefkrommes. Bath ongesplitst.**

Het materiaal dat in Bath Is verzameld bestaat echter uit de inwassing en de zetlaag samen. Deze zijn op de grens van 11,2 mm handmatig gescheiden. De gegevens voor Bath zijn dan als volgt.

**Tabel 50: Zeefanalyse Bath gesplitst**

Bath gesplitst [mm]	Zetlaag [%]	Inwassing
31,5	0,0	
22,4	15,8	etc
16	52,6	0,0
11,2	100,0	0,0
8	100,0	37,3
5,6	100,0	68,1
4	etc	84,5
2		95,1
1		98,0
0,5		98,8
0,25		99,2
0,15		99,6
0,125		99,7
0,063		100,0

De zeefkrommen zijn dan als volgt.



**Figuur 37: Zeefkrommen. Bath gesplitst**

De eigenschappen zijn als volgt samen te vatten.

**Tabel 51: Kernresultaten zeefanalyse**

[mm]	Bath	Sluis	Poortvliet	Sluis inwassing	Bath inwassing
D15	13	23	24	22	4
D85	22	30	40	35	10
D15/D85 (wijde)	1,69	1,30	1,67	1,59	2,50



## 6 RESULTATEN TREKPROEVEN

In dit hoofdstuk worden de metingen beschreven en de meetgegevens gepresenteerd. De trekproefresultaten worden geanalyseerd in hoofdstuk 8.

### 6.1 Typerend proefverloop en beschrijving waargenomen gedrag

Zowel bij de enkelsteens als bij de driesteens trekproeven blijkt het in voorkomende gevallen mogelijk de gespecificeerde maximale krachten (tabel 25) aan te brengen. In de gevallen dat dit lukt, blijkt ook dat de toplaag over een veld omhoog getrokken wordt, en daarbij de verwachte 2-dimensionale klokvorm aanneemt.

Het aanbrengen van de forse kracht, in sommige gevallen tot wel 100 maal het gewicht van het enkele toplaagelement, gaat ook gepaard met lokaal falen van de krachtoverbrenging van het getrokken element op de naburige elementen. Feitelijk is er, naast het meten aan het mogelijk faalmechanisme van het doorslaan van een geklemd veld, ook gemeten aan het faalmechanisme van het enkele element.

Het enkele element is in veel gevallen licht excentrisch belast. Er is bewust niet gestreefd naar een perfecte centrische belasting, omdat een excentriciteit het vastwippen van het element ten goede komt. De elementen vertonen bij het overbelasten van de wrijvingscapaciteit tegen de naburige stenen een stick-slip gedrag. Bij overschrijding van de maximale weerstand treedt in een zeer kleine tijdstap broos bezwijkgedrag op. De steen 'springt' iets naar boven (orde 5 mm). Deze sprong in verplaatsing is eindig, omdat de kracht op het element afneemt als gevolg van de plotselinge verandering van het volume in de vijzel en de terugvering van de stalen balk. De afgenomen kracht kan na optreden van de verplaatsing weer opgenomen worden, omdat de steen zich dan opnieuw vastwipt in een iets hogere positie. Tegelijk met het omhoogspringen van de treksteen en het afnemen van de kracht op het gehele veld, zakt het veld. De proef is in verreweg de meeste gevallen waarin dit optrad gewoon doorgezet. Het blijkt mogelijk de belasting op de toplaag opnieuw op te voeren, waardoor er (deels onbedoeld) sprake is van een cyclische belasting van de toplaag. De stenen springen maximaal drie keer en vervallen dan vaak tot slippen.

Alle stenen die het belastingscriterium niet halen worden vervormingsgestuurd doorbelast. In veel gevallen is het zo dat na verloop van tijd de kracht die benodigd is voor het uittrekken van de steen gelijk blijft. De steen slijt dan en de bijbehorende kracht is de slijpkracht. Er zijn stenen bij die nooit méér dan de slijpkracht over kunnen brengen. De slijpkracht is de minimumkracht die nodig is om de stenen blijvend te verplaatsen. Soms lijkt het of de slijpkracht bij toenemende verplaatsing afneemt. Dit kan verklaard worden door de verminderde randoppervlakte als de steen uit de zetting steekt en door de korrels in de inwassing die zich naar de beweging richten. Mogelijk kan het ook zo zijn dat de beweging de pakking van de inwassing verdicht en zo de steen meer ruimte geeft.

De metingen worden verricht op basis van de kracht op en de vervorming van de getrokken stenen. Aan deze twee of zes grootheden zijn de afbreekcriteria opgelegd. De belangrijkste metingen worden echter verricht in het veld om de getrokken stenen heen. De getrokken stenen die falen op wrijving met de naburige stenen en naar boven springen, hebben op dit vervormingsbeeld een versturende invloed.

Bij het onderzoeken van het faalmechanisme van het geklemde veld worden de grote verplaatsingen van de getrokken stenen daarom weggefilterd. Er zijn daarom van alle grafieken twee versies gepresenteerd: een mét treksteen en een zonder.

In de praktijk grijpt de belasting op een veld van toplaagelementen nooit zo extreem geconcentreerd aan. Het waargenomen slip-falen treedt in een beperkt aantal gevallen echter op bij vrij lage krachten, waardoor het toch zeer relevant is om dat ook te onderzoeken. In hoofdstuk 8 zal hieraan aandacht worden besteed.

## 6.2 Inleiding op presentatieformat

In deze paragraaf wordt het presentatie format voor de trekproeven beschreven. De proeven hebben tot een grote hoeveelheid gegevens geleid die op vele manieren te presenteren is. De belangrijkste eigenschappen van de meting zijn in twee grafieken te vatten: een drie dimensionaal verplaatsingsvlak en een belastingtijd grafiek. Met de eerste grafiek kan worden gezocht naar een plaatmodel zodat de grafiek kan worden 'gefit'. De tweede grafiek kan in datzelfde model de belastingen beschrijven. Omdat de meeste grafieken op verschillende tijdstappen zijn gegenereerd, zijn er zeer veel grafieken ontstaan (circa 10.000). Alleen figuren van de laatste tijdstap vóór het afbreken van de proef zijn hier weergegeven. De andere zijn in het digitale archief te vinden.

De resultaten van de meting zijn eerst van ruw tekst formaat naar spreadsheet formaat omgezet. Dit formaat is inzichtelijker en tevens met Matlab te verwerken. In een andere spreadsheet zijn de plaatsingsgegevens van de sensoren in onthogonale x-y coördinaten opgenomen. Samen zijn dan alle gegevens beschikbaar voor verdere verwerking.

De verwerking van de meetgegevens wordt voor het grootste deel met Matlab gedaan. Dit programma biedt de mogelijkheid volledig aanpasbare grafieken te maken en de data in spreadsheet formaat te lezen en schrijven. De grafieken zijn per tijdstap gegenereerd en worden als figuur opgeslagen. Dit gehele proces is geautomatiseerd met scripts.

In alle grafieken wordt een assenstelsel gebruikt dat aan het meetframe gekoppeld is. Standaard kan worden gesteld dat de grafieken van de driesteens horizontale proeven 90° tegen de klok in moeten worden gedraaid. Daarna zijn de assen in de grafiek gelijk aan die op de zetting.

Voor het hele proces zijn de volgende stappen in scripts uitgevoerd:

1. Inlezen ruwe meetgegevens en sensorlocatie en verzamelen. Deze gecombineerde bestanden zijn "Verzamelingproefcode.xls" genoemd. Alle data, exclusief de xy metingen, zijn daarin verzameld.
2. Maken xy grafieken (gesplitst in enkel en driesteens variant). Alle bewerkingen worden via een overkoepelend script aangeroepen.
3. De gegevens uit de verzamelde spreadsheet bestanden worden verder bewerkt tot vier verschillende grafieken.
  - a. Vervorming 3 dimensionaal en deel met krachten en vervormingen.
  - b. Idem, maar zonder de vervormingen van de treksteen.
  - c. Doorsneden langs de hoofdasen door het centrum van de proef en een krachtweg diagram.
  - d. Idem, maar zonder de vervormingen van de treksteen.

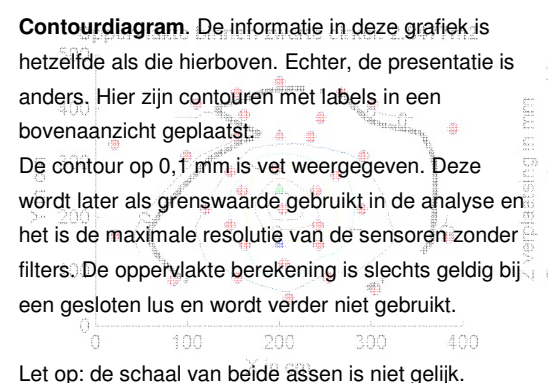
4. Ten slotte worden van alle proeven en van alle proefgroepen krachtweg diagrammen gemaakt. Deze zijn ook weer opgedeeld in een enkelsteens en een driesteens methode.

De geproduceerde grafieken zijn:

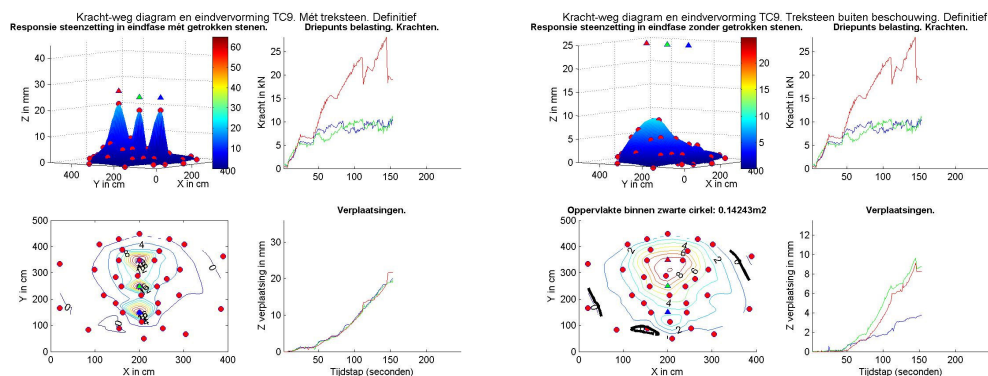
- Grafiek 1 3D vervormingvlak en krachttijd met verplaatsingstijd diagram
  - Grafiek 2 Doorsneden van de 3-D vervormingvlakken met krachtweg diagram
  - Grafiek 3 xy-metingen (4 sensoren per meting) met krachttijd diagram
  - Grafiek 4 Krachtweg diagrammen
- Grafiek 1, 2 en 4 zijn ook gepresenteerd zonder meerekening van de verplaatsing van de treksteen.

De belangrijkste grafieken zijn de krachttijd en de verplaatsingstijd diagrammen. Deze (stap 3a) reproduceren als het ware de meting. Vervormingen en krachten zijn afleesbaar en er is geen informatie weggefilterd. Omdat er veel in deze grafiek is af te lezen worden de verschillende onderdelen hieronder beschreven.

**Tabel 52: Toelichting op presentatie figuren en tabellen trekproeven**

<b>Titelgebied.</b> Hier is de meetcode (bijvoorbeeld "TA1") en of de treksteen al of niet wordt meegerekend weergegeven. <small>Reactorsteenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting, Krachten.</small>	
<p><b>Vervormingvlak.</b> Drie dimensionale weergave van de vervorming van de steenzetting. De sensoren zijn dwangpunten die met rode stippen zijn aangegeven. Daardoorheen wordt een derdegraads functie getekend door Matlab. Deze grafiek is gebaseerd op de meting tijdens één tijdinterval. Dat interval is rechts af te lezen: de krachtgrafiek is niet verder getekend dan de geldende tijdstap.</p> 	<p><b>Belasting.</b> Hier zijn de krachten af te lezen. De grafiek loopt niet verder dan de tijdstap waarop de twee linker grafieken gelden.</p> 
<p><b>Contourdiagram.</b> De informatie in deze grafiek is hetzelfde als die hierboven. Echter, de presentatie is anders. Hier zijn contouren met labels in een bovenaanzicht geplaatst. De contour op 0,1 mm is vet weergegeven. Deze wordt later als grenswaarde gebruikt in de analyse en het is de maximale resolutie van de sensoren zonder filters. De oppervlakte berekening is slechts geldig bij een gesloten lus en wordt verder niet gebruikt. Let op: de schaal van beide assen is niet gelijk.</p> 	<p><b>Verplaatsingen.</b> Hier is ofwel de verplaatsing van de treksteen weergegeven ofwel die van de naburige steen.</p> 

De grafieken uit stap 3b zijn op exact dezelfde manier ingedeeld. Daar is de verplaatsing van de treksteen echter uit de dataset gehaald.



**Figuur 38: Vervorming van steenzetting. Links met treksteenvervorming (3a), rechts zonder (3b)**  
**Let op, de vervormingschalen (z-assen) verschillen**

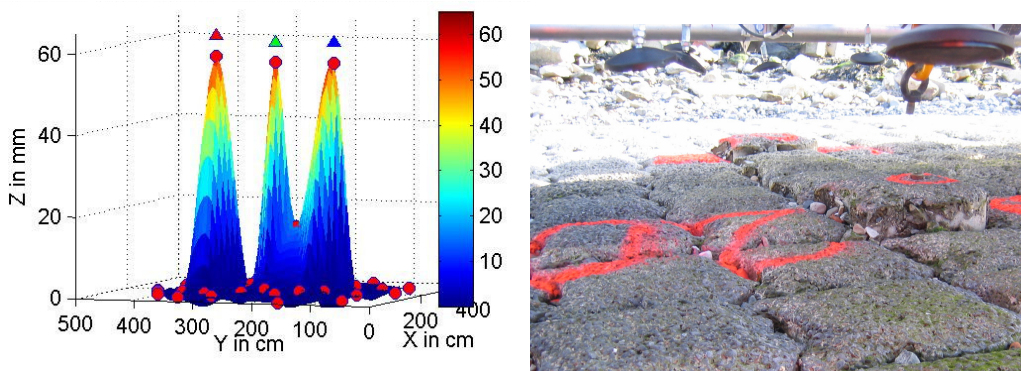
De grafiek uit de voorgaande figuur zal voor alle metingen worden gemaakt op iedere vierde tijdstep (1, 5, 9, 13). De vervorming van de zetting kan gemakkelijk worden afgelezen, net als de bijbehorende krachten.

In de presentatie in dit rapport zullen vooral de resultaten zonder de invloed van de getrokken stenen worden weergegeven.

Het rechter gedeelte van beide grafieken, de kracht en vervorming van de getrokken stenen, is eenduidig uit de metingen te halen. De vervormingen die links in de twee kleine grafieken staat is gevoelig voor methodiek. De weergave en interpolatie methode hebben invloed op het resultaat.

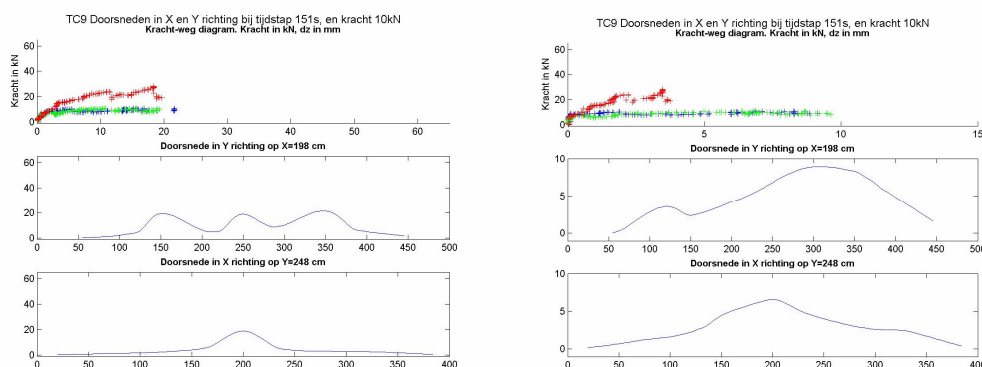
De weergave is in twee verschillende grafiektypen gedaan: een 3D vlak en een contour diagram. Hierdoor zijn zowel de numerieke waarden als de vorm inzichtelijk. De interpolatiemethode wordt standaard in het softwarepakket Matlab aangeboden en is gebaseerd op een Delaunay-triangulatie. Omdat de vervorming glad verloopt (zonder knikken en sprongen) wordt voor deze derdegraads interpolatie gekozen. Feitelijk zou een vierdegraads vervormingcurve de theorie beter benaderen: een combinatie van een verdeelde belasting en een puntlast geven een vervormingcurve die een optelling van een vierde- en een derdegraads polynoom is. Deze graad wordt echter niet ondersteund en is ook niet nodig. Allereerst blijkt de vervorming namelijk zodanig af te wijken van de theoretische vervorming, dat deze modelkeuze geen invloed heeft. Daarnaast geeft de vierdegraads theorie al een curve gebaseerd op drie dwangpunten (opleggingen en veldmidden), terwijl hier veel meer punten worden gemeten. Hierdoor wordt de kleine afwijking bij ieder dwangpunt weer gecorrigeerd.

Discrete afwijkingen die ontstaan door losse stenen worden in principe niet geregistreerd. Bij proef TA20 is een kolom stenen omhoog gekomen tussen twee trekstenen (steen 39 en 40, midden en laag, groen en blauw). Dit blijkt wel uit de grafiek, echter niet discreet.



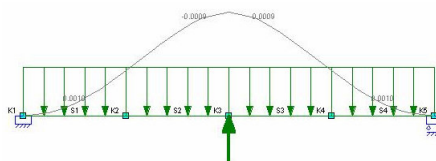
**Figuur 39: Omhooggekomen stenenkolom bij proef TA20 (hoog punt tussen groene en blauwe vizel (B en A))**

Om later met een strokenmodel de zetting te kunnen analyseren is een doorsnede over de hoofdasen noodzakelijk. Hiervoor dienen de volgende figuren.



**Figuur 40: Kracht weg diagram en doorsnede van 3D gefitte vervorming in de twee hoofdrichtingen. Links met treksteenvervorming (3c), rechts zonder (3d). Links zijn de drie trekstenen duidelijk zichtbaar. Let op, de vervormingschaal verschilt**

Aan de hand van deze grafieken kunnen de plaatmodellen over de resultaten worden gepast (fitten). Op voorhand is echter wel duidelijk dat de vorm niet precies de vierdegraads klokvorm volgt die uit de balk theorie komt (zie onderstaande figuur). Latere analyse moet hierover duidelijkheid verschaffen.



**Figuur 41: Theoretische klokvormige vervorming bij enkelsteens belasting**

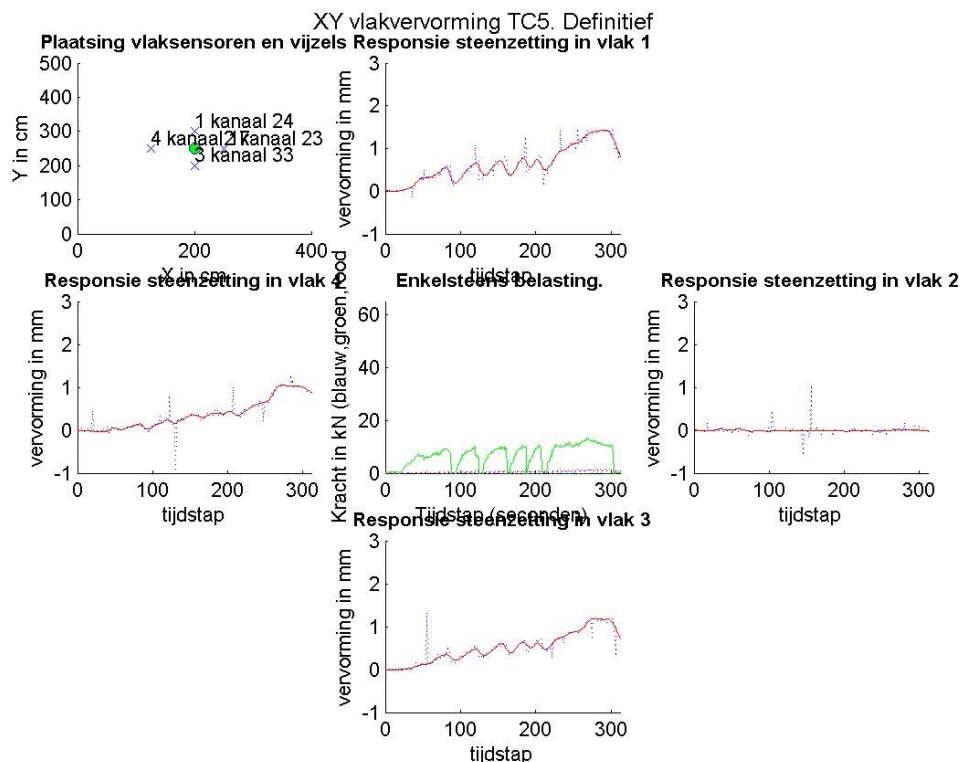
De metingen voorzien ook in de registratie van vervormingen in het vlak van de zetting, de xy meting genoemd. Dit gebeurt met een verankerde hoeklijn waarop een sensor is geplaatst, wat relatief eenvoudig werkt. Nadeel van deze methode is dat geen onderscheid tussen translatie en rotatie kan worden gemaakt. Dit onderscheid kan bij de analyse wel worden benaderend worden bepaald.



**Figuur 42: Meting van vervorming in het vlak van de zetting (XY meting)**

Voor de metingen is steeds een sensor in de richting van de vijzels geplaatst. De gemeten verplaatsing valt nog binnen het significante gebied van de sensoren ter grootte van 0,1 mm, zoals eerder bepaald tijdens het kalibreren van de sensoren. Het is voor deze nauwkeurigheid wel nodig de data te filteren.

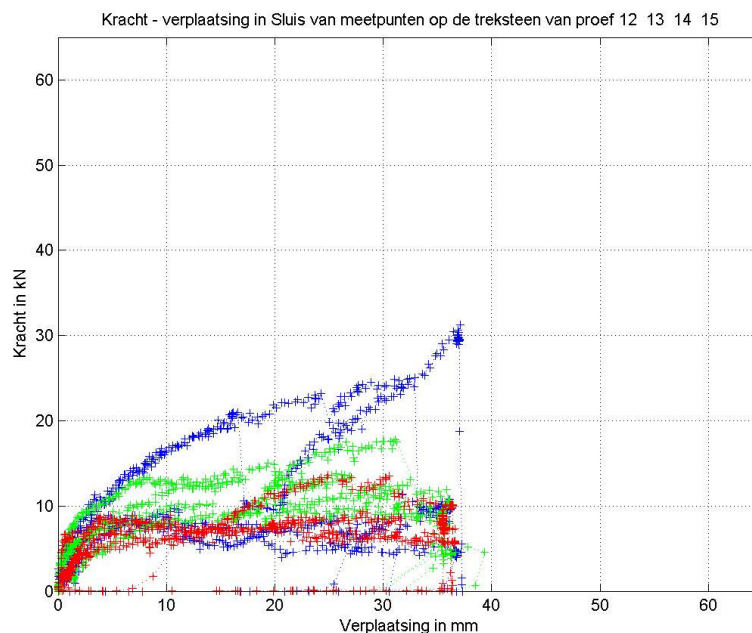
In de onderstaande grafiek is zijn de ruwe data (blauwe stippellijn) en de gefilterde (rode lijn) in dezelfde plot weer gegeven. De sensoren hebben een veel hogere nauwkeurigheid als deze worden gefilterd met een trendfunctie. Zelfs de cyclische belasting is goed in de metingen terug te zien. Hier wordt een kwadratische fit gebruikt die scherpe pieken negeert (rloes uit Matlab)



**Figuur 43: Vervorming van de zetting in zijn vlak. Positieve vervorming is steeds van de vijzels af**

Om de metingen te vergelijken worden ook gemengde krachtweg diagrammen gemaakt. De helling in het krachtweg diagram is een maat voor de stijfheid van de zetting.





**Figuur 44:** Krachtweg diagram van meting TC 12 13 14 en 15 (kleuren in overeenstemming met die van de vijzels) te Sluis. Alle stenen vertonen boven 7 kN slapper gedrag. Relatief stijve stenen springen bij een hogere kracht (bijvoorbeeld 21 kN, zie bovenste blauwe lijn). Grafiek uit stap 4

### 6.3 Weersomstandigheden

Weersomstandigheden tijdens de proefnemingen (eigen waarnemingen).

**Tabel 53:** Weersomstandigheden bij trekproeven in Bath

Datum en tijd	18-01-2006 12:00	20-01-2005 10:00	16-03-2006 11:00	22-03-2006 11:00	23-03-2006	24-03-2006
Wind	4	5	3 – toenemend	3	3	4
Temperatuur	7	8	3-5	6	7	7
Neerslag	0	0	0	0	0	Buitjes met weinig water
Zicht	Grijze lucht	Grijze lucht	3 km, grijs	50% witte bewolking	5 km	2 km – grijs
Golfhoogte	30 cm	30 cm	30 cm	10 cm	nihil	30 cm

**Tabel 54:** Weersomstandigheden bij trekproeven in Poortvliet

Datum en tijd	18-04-2006 12:09	19-04-2006	20-04-2006	21-04-2006
Wind	4 Bft	4 Bft	4 Bft ZW?	Windstil
Temperatuur	13 gr	10 gr	13 gr	18 gr
Neerslag	Geen	Geen	Geen	Geen
Zicht	5 km, bewolkt met blauwe stukken	2 km, grijs	8 km	8 km, beetje heig
Golfhoogte	30 cm	50 cm	40 cm	Nihil, zelfs geen rimpels. Wel door scheepsvaart tot 40 cm

**Tabel 55: Weersomstandigheden bij trekproeven in de Sluis**

Datum en tijd	4/4/06 16:00	5/4/06 12:00	6/4/06 12:50	7/4/06 14:54
Wind	5 Bft NW	5 Bft ZW	5 Bft ZW	Windstil
Temperatuur	8 gr	8 gr	8 gr	12 gr
Neerslag	Enkele buien	Af en toe kleine bui	Geen	Geen
Zicht	Goed (10 km)	10 km	>5 km	10 km
Golfhoogte	weinig	10 cm	30 cm	Nihil

## 6.4 Waarnemingen op de proeflocaties

De metingen zijn in Bath gestart. In januari 2006 zijn de eerste vijf metingen uitgevoerd. In verband met het koude weer zijn de metingen op deze locatie pas 24 maart afgerond. De zetting is relatief nieuw (uit 2002) en ligt er goed strak bij. De inwassing is overal goed en de regelmaat van de zetting is groot. De zetting golft wel enigszins: in de onderste 5 meter is op een deel van het traject (onder de hoge proeven) een “bult” van 5 cm hoogte en 5 meter lengte aanwezig. Op de hoge delen (bovenste 5 meter bij de berm) is deze ook op sommige delen aanwezig.

De tweede serie metingen is in Sluis gedaan. Daar is gemeten van 3 tot en met 7 april. In Sluis zijn Basalton stenen van 25 cm dikte beproefd met een dunne ecolaag. De stenen zijn zwart van kleur, ook op de zijvlakken. De zetting in Sluis ligt er veel minder goed bij dan de zettingen in Bath en Poortvliet. De Basaltonzuilen liggen niet aangesloten en soms is de inwassing weggesleten tot op de granulaire laag.

Vaak is het ook mogelijk onder de steen te voelen, wat inhoudt dat de granulaire laag holtes vertoont. De zetting is in 1997 aangelegd.

De zetting in Poortvliet is als laatste beproefd. De meetserie heeft plaatsgevonden op 18 tot en met 21 april 2006. In Poortvliet liggen Basalton zuilen van 25 cm dik zónder ecolaag. De zetting was zwaar met wier begroeid voor de proefnemingen en is schoongespoten. De zetting is in 1980 aangelegd. De zetting is in zijn geheel vlak. Op bepaalde delen (vooral in de hoge brekerzone) zijn enkele slechte stukken aanwezig: verzakkingen en met beton ingegoten zettingsdelen zijn hier getuige van.

Tijdens het uitvoeren van de trekproeven is een eenvoudige inwassingsbeoordeling uitgevoerd in Sluis en Poortvliet. In Bath was dit niet nodig omdat de zetting zeer regelmatig is en nog overal goed ingewassen (grote regelmaat). In Bath wordt een voegdiepte van 3 cm vastgesteld. Op de andere locaties is een meting nodig, omdat de zettingen zeer onregelmatig zijn ingewassen.

Voor de beoordeling zijn per locatie tien vakken uitgezet met een oppervlakte van 1 m<sup>2</sup> rond een aantal trekstenen. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen de hoge en de lage meetlijn (HWS en HW, zie paragraaf 3.7). Hier worden de bevindingen gepresenteerd.





**Figuur 45:** Voorbeeld in Sluis van een vak waarin de inwassing is beoordeeld. Geheel leeggespoelde gaten zijn blauw omcirkeld (hier is slechts één cirkel zichtbaar)

Iedere vierkante meter is vervolgens op het oog in vier kwadranten verdeeld (LB=linksboven, RB, LO en RO). Van iedere voeg die in dat kwadrant voorkomt is met een rolmaat de diepte gemeten. Deze metingen zijn in klassen ingedeeld van 0-2, 2-5, 5-10, 10-15, 15-20, 20-25, 25-30, 30-35 en meer dan 35 cm diepte. Er zijn foto's beschikbaar van alle vakken.

De volgende eigenschappen zijn uit die steekproeven naar voren gekomen.

#### Poortvliet

In Poortvliet is onderscheid gemaakt tussen de HW lijn en de HWS lijn.

**Tabel 56:** Inwassingsbeoordeling Poortvliet totaal

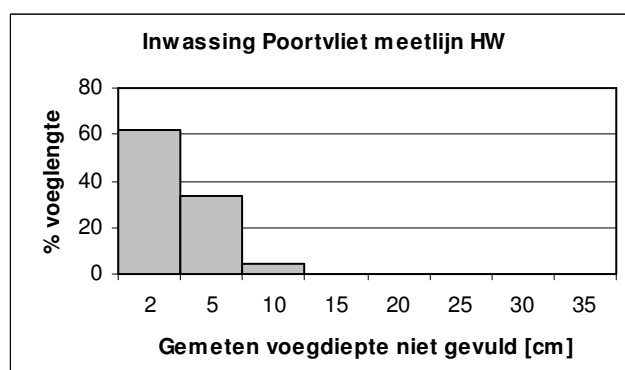
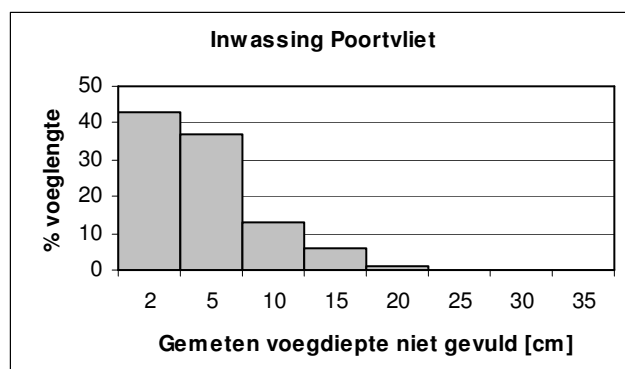
Diepte Klasse tot cm	totaal voor locatie Poortvliet				Totaal 340	Perc
	LB	RB	LO	RO		
2	35	28	36	47	146	42.9
5	31	41	25	29	126	37.1
10	15	5	14	11	45	13.2
15	5	4	4	7	20	5.9
20	3	0	0	0	3	0.9
25	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0

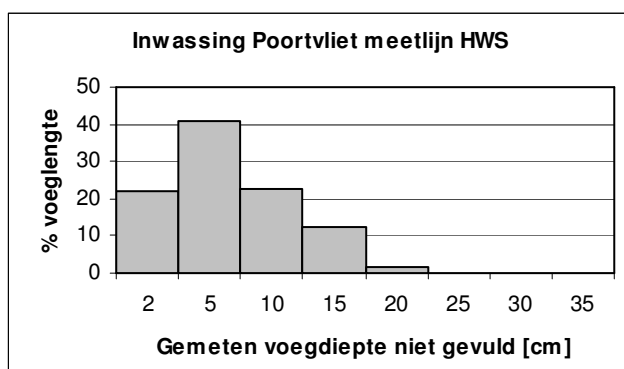
**Tabel 57: Inwassingsbeoordeling Poortvliet HW**

Diepte Klasse tot cm	meetlijn HW				Totaal 178	Perc
	LB	RB	LO	RO		
2	28	22	31	29	110	61.8
5	17	18	12	13	60	33.7
10	1	2	2	3	8	4.5
15	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0

**Tabel 58: Inwassingsbeoordeling Poortvliet HWS**

Diepte Klasse tot cm	meetlijn HWS				Totaal 162	Perc
	LB	RB	LO	RO		
2	7	6	5	18	36	22.2
5	14	23	13	16	66	40.7
10	14	3	12	8	37	22.8
15	5	4	4	7	20	12.3
20	3	0	0	0	3	1.9
25	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0





**Figuur 46: Inwasbeoordeling Poortvliet**

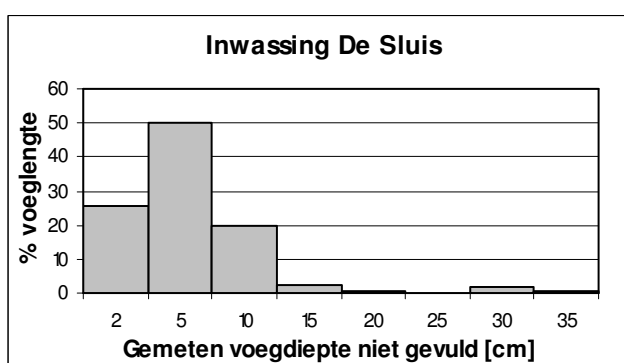
De zetting in Poortvliet is op de lage meetlijn 3,4 cm uitgewassen. Hoger, op de HWS lijn is dat 7 cm. De diepte van de voegen heeft op het hoge niveau een grotere spreiding dan op het lagere niveau. De inwassing op de lage delen is beter dan op de hoge delen.

### De Sluis

Op dezelfde manier is ook in de Sluis een beoordeling gemaakt. Deze hoeft niet in verschillende meetlijnen te worden ingedeeld.

**Tabel 59: Inwassingsbeoordeling De Sluis**

Diepte minder dan [cm]	totaal locatie De Sluis				Totaal 250	Perc
	LB	RB	LO	RO		
2	14	15	23	12	64	25.6
5	26	33	31	35	125	50
10	17	11	8	13	49	19.6
15	3	3	0	0	6	2.4
20	0	0	1	0	1	0.4
25	0	0	0	0	0	0
30	0	1	3	0	4	1.6
35	1	0	0	0	1	0.4



**Figuur 47: Inwasbeoordeling de Sluis**

In Sluis is de inwassing wat slechter dan in Poortvliet. De gemiddelde voegdiepte is maar 10 mm groter, maar de extremen zijn veel duidelijker. In Sluis zijn een aantal gaten volledig uitgespoeld. Eén gat is zelfs tussen de 30 en 35 cm diep, wat inhoudt dat het gat dieper is dan de steen (25 cm) en zelfs de filterlaag is weggespoeld. Voorts zijn de spleten in Sluis ook breder en is de zetting minder regelmatig.

## 6.5 Datavalidatie

In deze paragraaf worden de resultaten van de proeven op bruikbaarheid getoetst. Hierbij wordt vooral gekeken of de sensoren goed hebben gewerkt. Daarnaast wordt gekeken of de resultaten bruikbaar zijn voor stijfheidsanalyse.

Op voorhand zijn al een aantal sensoren uit de dataset verwijderd om niet aangesloten sensoren uit de resultaten te houden.

**Tabel 60: Overzicht verwerking niet-actieve sensoren**

Proef	Verwijderende Sensoren	Sensornummer *)	Opmerkingen
TA5	100/250		Überhaupt slechts een deel van de sensoren in gebruik. Soms ook in een andere opstelling.
TA12	200/149		
TA13			
TA15			
TA16			
TB1	200/348 200/149	11 29	t.o.v. het volledige sensorgrid dat in de rapportage is opgenomen.
TB2			
TB3			
TB4			
TB5			
TB12	200/348 200/149	11 29	
TB13	Arm losgehaald om dicht bij de teen te meten:	27 31 34 35 38 39	
TB14			
TB15	85/84 205/114 155/89 210//49 253/89		
TB16	305/67		
TC2			
TC3			
TC4			
TC5			
TC6			
TC7			

\*) alleen genoemd bij standaardgrid

In de tabellen op de volgende pagina's is een overzicht gegeven van de verschillende gemeten grootheden en of deze bruikbaar zijn. Ook wordt een kwaliteitsoordeel gegeven over het verplaatsingsveld en de bruikbaarheid in vervolganalyse. De koppen van de tabellen zijn gebaseerd op de gegevens die in paragraaf 6.9 zijn verzameld. Hierna is eerst een korte omschrijving van deze koppen opgenomen.

**Tabel 61: Bespreking datavalidatie resultaten locatie Bath**

Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
	Maximaal behaalde kracht	Slipkracht	Helling in het kracht-weg diagram	Helling in kracht-weg diagram van de naastgelegen steen	Zijn de lengte breedte verhoudingen te bepalen?	Is de maximale verplaatsing in het veld te bepalen?	
<b>TA1</b>	Onzeker	Ja	Nee	Nee	Nee	Nee	Proef is gedaan zonder meting van krachtsopbouw en krachtsafname. Verplaatsingen zijn niet gemeten tijdens het verplaatsen van de getrokken steen. Max valt mogelijk buiten het gemeten gebied.
<b>TA2</b>	Ja	nvt	Ja	Ja	Ja, stap 309 is het best bruikbaar	Ja	Getrokken steen schuift uit de zetting, kracht neemt eerst toe en later af. Er is geen traject met constante slipkracht.
<b>TA3</b>	Ja	nvt	Ja	Ja	Ja, bruikbaar tot tijdstap 133	Ja	Na de tweede sprong onbruikbaar veld, sensor op (120,390) onbruikbaar na eerste sprong.
<b>TA4</b>	Ja	nvt	Ja, artefact niet van significante invloed	Ja	Ja, stap 253 is het best met de 0.5mm contour	Ja	Goed bruikbaar voor stijfheden bij herhaald belasten door herhaald springen. Tot 20 kN is de stijfheid van de omliggende stenen constant, tot 50 kN is het gedrag niet meer reversibel.
<b>TA5</b>	Ja. Afbreekcriterium gehaald	nvt	Nee. Zie artefact	Ja	Nee	Nee	Veldresultaat te grillig.
<b>TA6</b>	Nee (r/g) bepaald door slipkracht. Ja (b).	Ja (r/g)	Ja	Ja (g/b)	Nee	Nee. Eén steen dominant.	Asymmetrisch veld veroorzaakt door verplaatsingsgestuurd te meten na slippen van twee stenen.
<b>TA7</b>	Ja. Abreecriterium gehaald (g,b)	Ja (r)	Ja	Ja	Ja, 125 is het best bruikbaar ivm grootte meetframe	Ja	
<b>TA8</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja, 137 best bruikbaar ivm	Ja	

Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
		(r/b)			slip bij volgende stappen		
<b>TA9</b>	Nee, bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Ja	Nee	Nee	Sensoren op x = 400 verstoren het beeld. Te weinig verplaatsing naast treksteen (r).
<b>TA10</b>	Ja	Ja (r)	Ja	Ja	Ja, betrouwbaar vanaf 450. 657 is het best bruikbaar	Ja	Door ingreep aan middelste treksteen sensor geen betrouwbare start. Ook in gekozen tijdstap is sensor naast treksteen (b) mogelijk foutief.
<b>TA11</b>	Ja. Afbreekcriterium gehaald (r,g)	Ja (b)	Ja	Ja	Ja, best bruikbaar 117 (0,1mm) en 157 (0.5 mm) ivm grootte meetframe	Ja	Lijkt sterk op TA7.
<b>TA12</b>	Ja	Ja	Ja		Nee, evt 205 bruikbaar na uitfilteren een of twee sensoren	Nee	Verkleind sensorveld
<b>TA13</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 201 met de 1 mm contour	Ja	Verkleind sensorveld
<b>TA14</b>							Geen data
<b>TA15</b>	Nee, bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Nee	Ja, stap 261	Ja, kleine waarde	Verkleind sensorveld
<b>TA16</b>	Nee, bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 261, contour 0.2	Ja	Verkleind sensorveld
<b>TA17</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Nee	Nee	Verplaatsingen bij blauwe vijzel erg klein
<b>TA18</b>	Ja	Ja (g/r)	Ja	Nee	Nee	Nee	Verplaatsingen bij rode vijzel erg klein. Naast de treksteen überhaupt kleine verplaatsingen
<b>TA19</b>	Ja. Nee (b) bepaald door slipkracht	Ja (g/b)	Ja	Ja (r) Nee, (b/g)	Nee	Nee	
<b>TA20</b>	Ja	Ja	Ja	Ja (b/g)	Ja, stap 237 met de 0.5 mm contour. Rode vijzel geeft geen bijdrage. Of de	Ja	

Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
					0.1 mm contour handmatig sluiten		
<b>TA21</b>	Ja (b) Nee, bepaald door slipkracht (r/g)	Ja	Ja	Ja (b). Nee (r/g)	Ja, stap 129 is het best. 0.1 mm contour handmatig sluiten	Ja, opletten met lokaal maximum (bv tussen groen en blauwe vijzel)	
<b>TA22</b>	Ja, (g/b) Nee, (r) wordt bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Ja (b/g). Nee (r)	Nee, stap 81 is mogelijk bruikbaar als twee steens trekproef (g/b)	Ja	

**Tabel 62: Bespreking datavalidatie resultaten locatie Poortvliet**

Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
<b>TB1</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 81 best bruikbaar. Eén sensor negeren	Ja	
<b>TB2</b>	ja	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 85 best bruikbaar.	Ja	
<b>TB3</b>	Ja	Nee	Ja	Ja	Ja, stap 101 best bruikbaar	Ja	
<b>TB4</b>	Ja	Nee	Ja	Nee	Ja, stap 193 best bruikbaar.	Ja, zeer kleine verplaatsingen	
<b>TB5</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 261 best bruikbaar. Eén sensor negeren	Ja	
<b>TB6</b>	Ja (r/b), nee (g). Groen afgebroken op	Ja	Ja	Ja	Nee, stap 169. 1mm contour gebruiken	Ja	



Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
	hervormingscriterium						
<b>TB7</b>	Ja	Ja (r)	Ja	Ja	Ja, stap 69 de 0.5mm contour	Ja	
<b>TB8</b>	Ja, (r). Nee, bepaald door slipkracht (g/b).	Ja	Ja	Nee	Ja, stap 85 best bruikbaar. Eén sensor verwijderen	Ja	
<b>TB9</b>	Ja (r/b) Nee, bepaald door slipkracht (g).	Ja (r/g)	Ja	Ja	Ja, stap 81 bruikbaar als twee steens trekproef (g/r)	Ja	
<b>TB10</b>	Ja	Ja (g)	Ja	Ja	Ja, stap 77	Ja	
<b>TB11</b>	Ja (r). Nee, bepaald door slipkracht (b/g).	Ja	Ja	Ja (r)	Nee, stap 213 is best bruikbaar op de 1mm contour als 1 steens proef.	Ja	
<b>TB12</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 53 met de 0.4 contour	Ja	
<b>TB13</b>	Ja	Ja	Ja	Nee, eerste tak onbruikbaar door kanteling meetveld.	Nee	Nee	
<b>TB14</b>	Ja. Afbreecriterium gehaald	Nee	Ja	Ja	Ja, tijdstap 61 met de 0.5 mm contour	Ja	Enige blijvende vervorming na aflaten kracht
<b>TB15</b>	Ja	Nee	Ja	Ja	Ja, stap 189 met de 1 mm contour	Ja	
<b>TB16</b>	Ja. Afbreecriterium gehaald na	Nee	Ja	Ja	Ja, stap 249 een sensor negeren	Ja	



Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
	één keer springen						
<b>TB17</b>	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 125 met 0.2 mm contour en 165 bruikbaar met de 0.5 mm contour	Ja	Vershil stap 205 en 209 geeft mooie terugval in vervorming corresponderend met de krachtsprong.
<b>TB18</b>	Ja (g). Nee bepaald door slipkracht (r/b)	Ja	Ja	ja	Ja, stap 93 met contour 0.1 mm	Ja	
<b>TB19</b>	Ja	Ja (g/r)	Ja	Ja	Ja, stap 53 met de 0.1 mm contour en stap 213 met de 2mm contour	Ja	Stap 53 is perfect symmetrisch.
<b>TB20</b>	Ja (g/r), nee (b). Blauw afgebroken op hervormingscri- terium	Ja (g/r)	Ja	Ja (g/b)	Ja, stap 65 met de 0.1mm contour	Ja	
<b>TB21</b>	Ja	Ja (b)	Ja	Ja	Nee, stap 97 op de 1mm contour bruikbaar als tweesteens proef.	Ja	
<b>TB22</b>	Ja (r). Nee bepaald door slipkracht (g/b)	Ja	Ja	Nee	Nee	Nee	

**Tabel 63: Bespreking datavalidatie resultaten locatie De Sluis**

Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
TC1	Ja	Ja	Ja	Nee	Ja, stap 57 is het best bruikbaar	Ja, echter vrij klein	
TC2	Nee, bepaald door slipkracht	Nee	Ja	Ja	Ja, stap 145 en stap 69 best bruikbaar (na en voor sprong)	Ja	
TC3	Nee, bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 93 is best bruikbaar	Ja, echter vrij klein	
TC4	Nee, bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 225 is het best bruikbaar	Ja	
TC5	Nee, bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 281 is best bruikbaar	Ja	
TC6	Nee, bepaald door slipkracht	Ja	Ja	Ja	Ja, stap 149 best bruikbaar	Ja	
TC7	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja, 125, 157, 209	Ja	
TC8	Ja (r/b). Nee bepaald door slipkracht (g)	Ja, (r/g) Nee (b)	Ja	Ja	Ja, stap 165 best bruikbaar	Ja	
TC9	Ja (r). Nee bepaald door slipkracht (g/b)	Ja (g/b)	Ja	Ja	Ja, stap 77 of 85 met de 0,5 mm contour	Ja	
TC10	Ja (r/b). Nee bepaald door slipkracht (g)	Ja (b/g)	Ja	Ja	Ja, 81 met de 0.2 mm contour	Ja	
TC11	Ja (b/g). Nee bepaald door slipkracht (r)	Ja (r/g)	Ja	Nee	Nee	Nee	Veldmetingen onbruikbaar ivm te grote randverstoring (nulvlak verschuift).



Proef	Eigenschappen treksteen			Naastgelegen steen	Veld		Commentaar
	Max	Slip	Helling		Helling	Lx/Ly	
TC12	Ja (b). Nee bepaald door slijpkracht (r/g)	Ja (g/r)	Ja	Ja	Ja, stap 93 best bruikbaar	Ja	
TC13	Ja (g/b). Nee bepaald door slijpkracht (r)	Ja (r)	Ja	Ja	Ja, best bruikbaar is stap 113 met de 1mm contour	Ja	
TC14	Ja (r/b). Nee bepaald door slijpkracht (g)	Ja (g/b)	Ja	Ja	Ja, best bruikbaar is stap 81 met de 1 mm contour	Ja	
TC15	Ja (g). Nee bepaald door slijpkracht (b/r)	Ja	Ja	Ja (g/b)	Ja, stap 157 is het best bruikbaar	Ja	

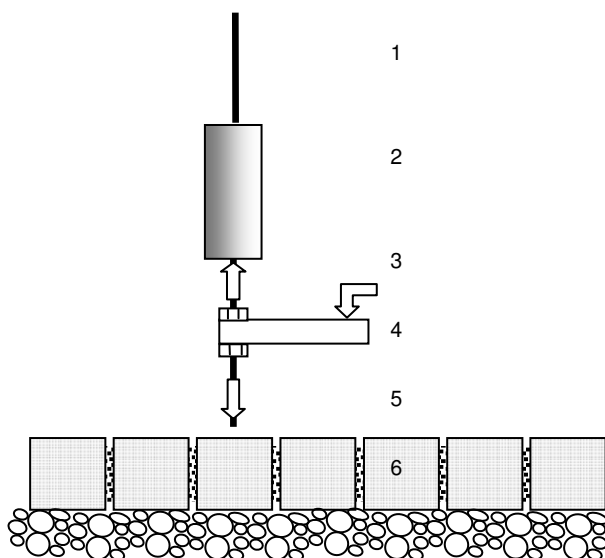


### Artefact teruglopende Kracht-weg diagrammen

Tijdens proef TA4 en TA5 is met een afwijkende treksteenverplaatsingsmeting gewerkt. Voorgaande proeven zijn direct op de steen gemeten of op het draadeind met een ad hoc frame. Voor proef TA4 en TA5 is een standaardoplossing bedacht. Na de verwerking van proef 5 is ook die opzet verworpen. Uiteindelijk is met een vaste portaalconstructie op het meetframe en sensoren op consoles aan de uiteinden van het draadeind gemeten.

De verplaatsingen van de treksteen zijn bij proef TA4 en TA5 met dezelfde console gemeten, maar in het belaste deel van het draadeind. Aan het draadeind is hiertoe een vierkant RVS profiel momentvast verbonden die hiervoor als “console” is omschreven, die de verplaatsingen naar de sensoren doorgeeft.

Bij het verwerken van de gegevens bleek dat het de rotatie van de draad een zakking op de punt van de console veroorzaakt die in het kracht-weg diagram wordt teruggevonden in de negatieve richtingscoëfficiënt van de grafiek. Bij voortschrijdende belasting wordt het effect relatief minder belangrijk. Dit kan worden veroorzaakt door een scheef ingeboord anker en/of een opstelling of belasting die niet volledig in lijn is met het draadeind zoals deze in rust is.



Figuur met daarin van boven naar beneden:

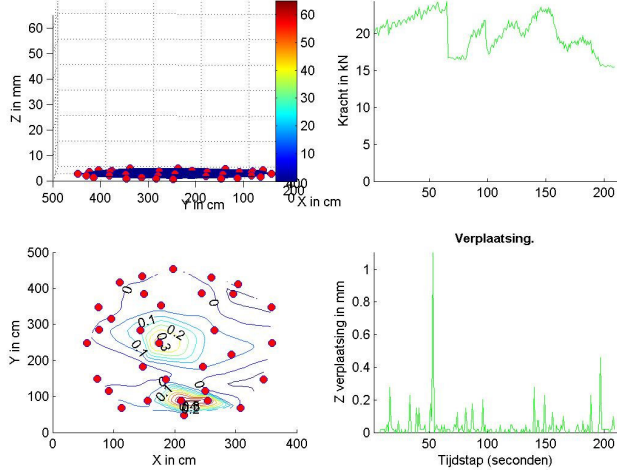
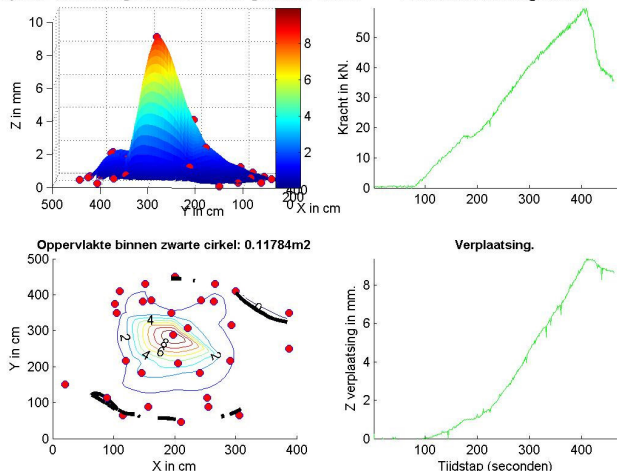
1. Draadeind
2. Vijzel
3. Draadeind
4. Console met moeren ingeklemd
5. Draadeind
6. Steenzetting

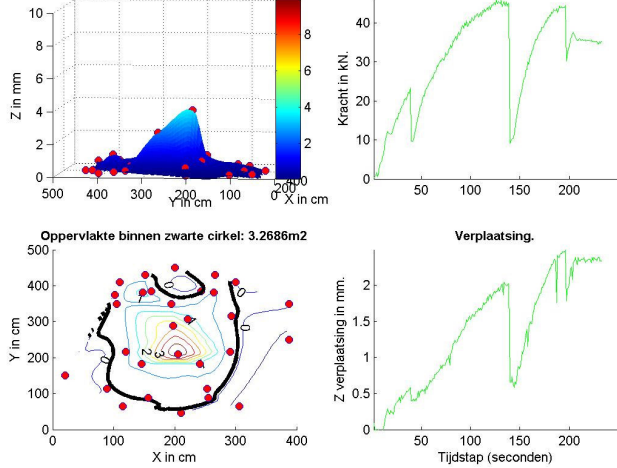
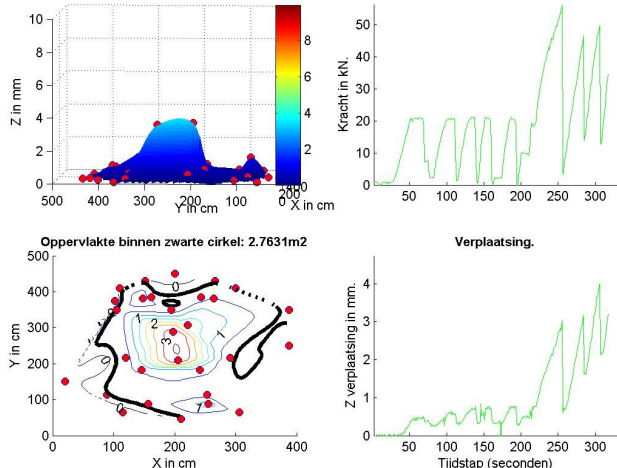
Het draadeind komt tussen de vijzel en de steen onder spanning te staan en zal bij een niet haakse verankering of schuine belasting verdraaien. Op de sensoraanslag (hoekpijl) veroorzaakt dit een verplaatsing.

**Figuur 48: Situatie verplaatsingsmeting op trekpunt**

## **6.6 Beschrijving verloop proeven en meetdata z-verplaatsingen**


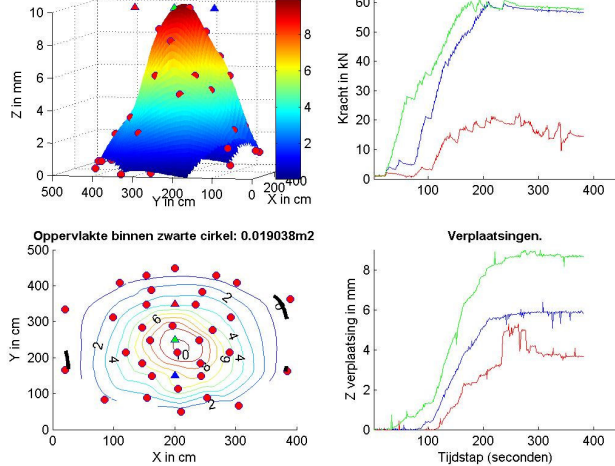
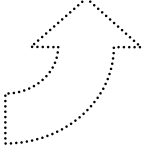
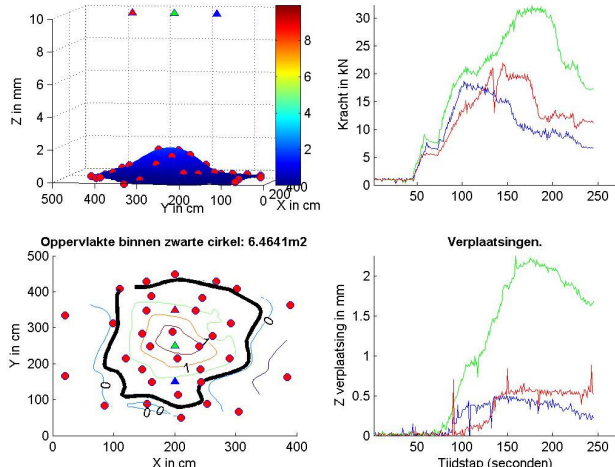
In deze paragraaf worden de algemene resultaten van de proeven gepresenteerd volgens het format uit paragraaf 6.2. Alle proeven worden beschreven en de bijzonderheden worden vastgelegd.

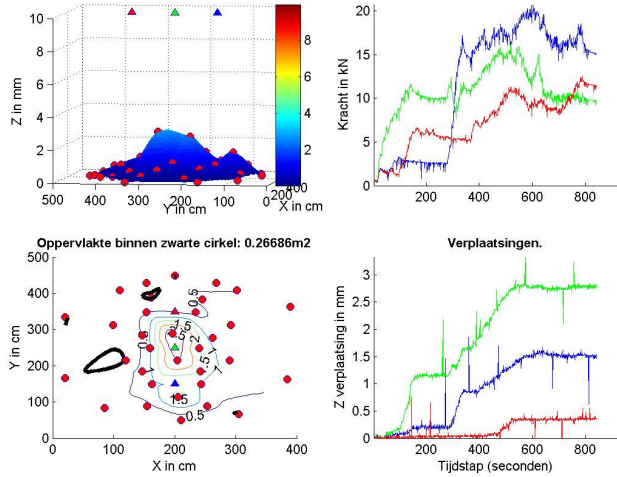
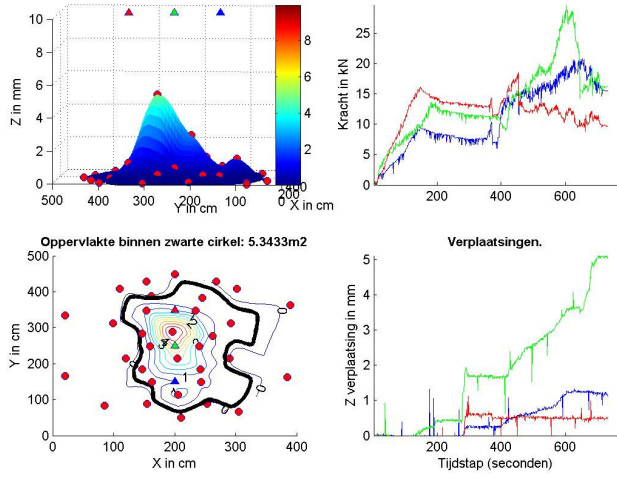
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA1 18-01-06 12:15 Steen 1 Laagwater Enkelsteens Geen verplaatsingsensor op treksteen. 40 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p> <p>Sensorindeling niet standaard</p>	<p>Dit is de eerste uitgevoerde proef. De krachtsopbouw is niet geregistreerd, net als de aflating. Er is geen sensor die de verplaatsing van de getrokken steen of vijzel meet.</p> <p>De maximale kracht die de steen opneemt is 25 kN. Hierbij slijt de steen gelijkmatig uit de zetting. Er treedt nauwelijks verplaatsing op van de omliggende stenen. Ivm raadselachtige schade aan laptop wordt de meetserie afgebroken.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA1. Mèt treksteen. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase mèt getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</b></p> 
<p>TA2 20-01-06 09:15 Steen 2 Enkelsteens LT posities herzien Treksteenverplaatsing meetbaar 40 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p> <p>Sensorindeling niet standaard</p>	<p>Meting 2 is twee dagen ná de eerste uitgevoerd. Het sensorgrid is aangepast. Nu kan er wel aan de getrokken steen worden gemeten. Tevens wordt het registreren van data eerder gestart en later gestopt, waarmee ook de krachtsopbouw en afbouw wordt geregistreerd. Er wordt een kracht tot 60 kN opgebouwd, waar de steen begint te slippen. De omliggende stenen reageren met verplaatsingen tot 10 mm</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA2. Treksteen buiten beschouwing. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</b></p> 

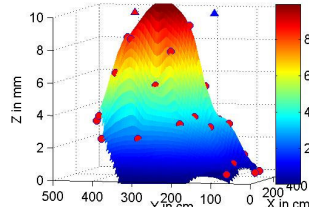
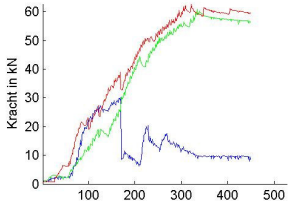
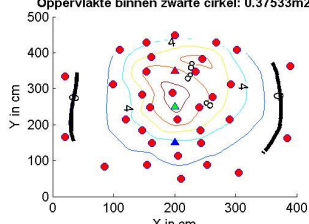
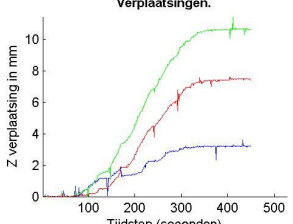
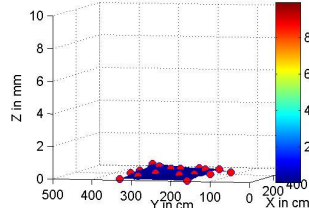
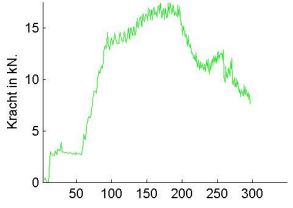
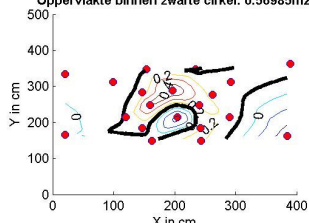
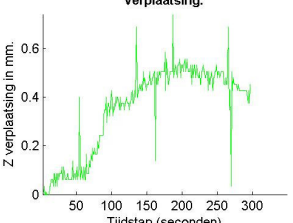
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA3 20-01-06 10:22 Steen 3 Enkelsteens 65 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p> <p>Sensorindeling niet standaard</p>	<p>Bij 20 kN springt de steen 5 mm uit de zetting, waarna tot 45 kN kracht kan worden opgebouwd. Dan springt de steen 10 mm, waarna er weer tot 40 kN kan worden belast voor de laatste sprong. Hierna blijft de sterkte van de steen op 30 kN gelijk. De responsie van de omliggende stenen is klein, tot 3 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA3. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.2686m<sup>2</sup></p>
<p>TA4 20-01-06 11:23 Steen 4 Enkelsteen cyclisch Eerste proef met XY vlak meting 65 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p> <p>Sensorindeling niet standaard</p>	<p>Proef 4 is een cyclische belastingsproef. De last is 5 keer tot 35% van het belastingscriterium (0,35 x 60kN) opgebouwd. Hierna is de steen doorgetrokken tot het belastingscriterium. Hierbij springt de steen drie keer 10 tot 5 mm. Na de eerste piek van 60 kN kan maximaal 50 kN kracht worden opgebouwd. De responsie van de omliggende stenen is maximaal 4mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA4. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.7631m<sup>2</sup></p>



Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA5 20-01-06 13:00 Steen 5 Enkelsteen cyclisch Eén labjack kapot. Werkende kanalen gebruikt 65 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p> <p>Sensorindeling niet standaard</p>	<p>Proef 5 is uitgevoerd met een beperkt sensoraantal. De getrokken steen slijt niet. De verplaatsing van de omliggende stenen is in de orde van 4-8 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA5. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.00044185m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TA6 23-03-06 10:11 Steen 6 7 8 Driesteens horizontaal Afgaand tij op de HW lijn Gedraaide opstelling 90 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p>	<p>Twee stenen reageren zwak en slippen snel. Steen 8 (rechts) biedt veel meer weerstand. De reactie van de zetting is om de rechter steen veel groter in oppervlak en de verplaatsing en loopt op tot 6 mm. Het registratie is op een andere manier verkregen (bestand is uit de historie van het meetprogramma gehaald en niet via een logfile). Dit heeft geen invloed op de betrouwbaarheid.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA6. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 4.2582m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>


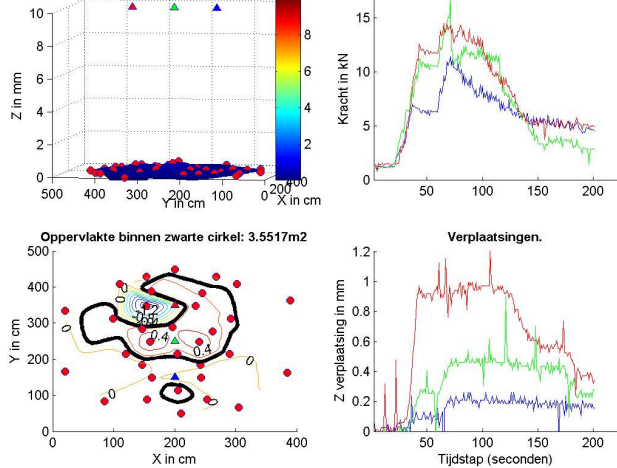
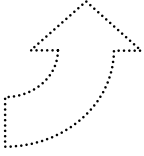
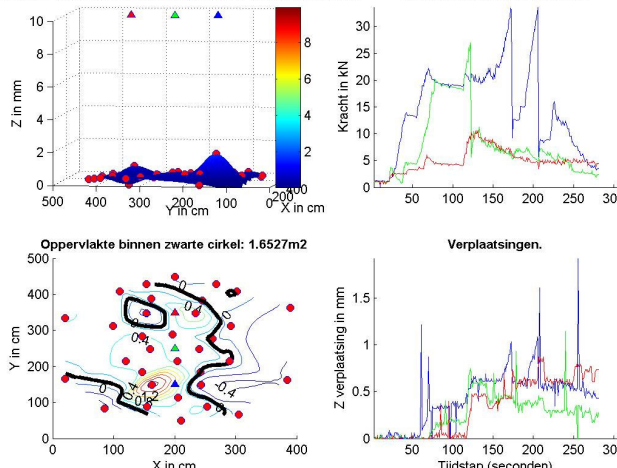
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA7 23-03-06 13:00 Steen 9 10 11 Laagwater Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling 40 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p> 	<p>Hier zijn de twee rechter stenen sterk. De linker steen bouwt maximaal 20 kN aan kracht op. Het verplaatsingsgebied is groot (even groot als het meetframe) en loopt klokvormig tot 10 mm op in het midden. I.v.m. wegglijdende sensor is de meting twee maal opnieuw gestart. Dit is niet zichtbaar, wel zijn de log bestanden bewaard gebleven.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA7. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.019038m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TA8 24-03-06 09:00 Steen 12 13 14 Hoogwater Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling 90 cm boven scheidingslijn van de steentypen.</p> 	<p>De verplaatsingen van proef 8 zijn vergelijkbaar met die uit proef 7, echter tot maximaal 3 mm verplaatsing in het midden. De krachtsopbouw is redelijk gelijkmatig tot 20 kN, waarna de buitenste twee vizels geen kracht meer opbouwen.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA8. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 6.4641m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA9 22-03-06 11:52 Steen 15 16 17 Tij staat op de teen Driesteens verticaal Scheidingslijn van de steentypen tussen steen 16 en 17</p>	<p>In proef 9 wordt relatief weinig kracht opgebouwd. Maximaal wordt 12, 18 en 20 kN bereikt. Het verplaatsingsgebied is relatief klein maximaal 3–4 mm hoog.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA9. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.26686m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TA10 22-03-06 13:32 Steen 18 19 20 Driesteens verticaal Scheidingslijn van de steentypen tussen steen 19 en 20</p>	<p>De krachten lopen hier iets hoger op dan bij proef 9. Het verplaatsingsgebied is gelijkvormig aan die van 9 en loopt op tot 6 mm verplaatsing. De meeste belasting wordt op de middelste steen afgedragen. Halverwege is sensor 20 (op steen 19 en vijzel B) versteld. Deze gleed van de vijzel af.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA10. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 5.3433m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>

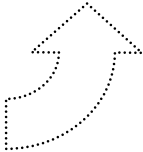
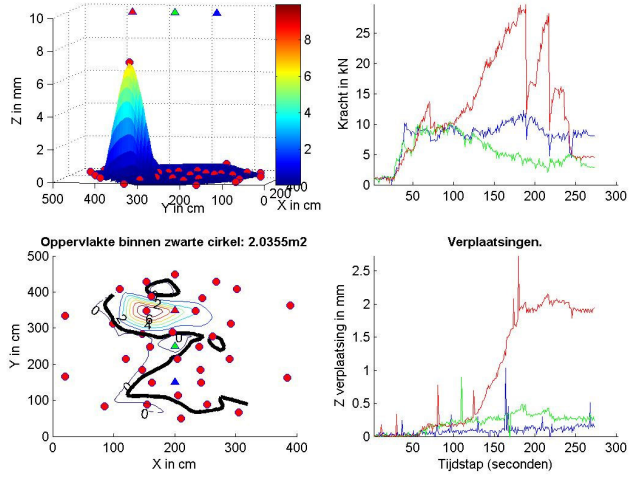
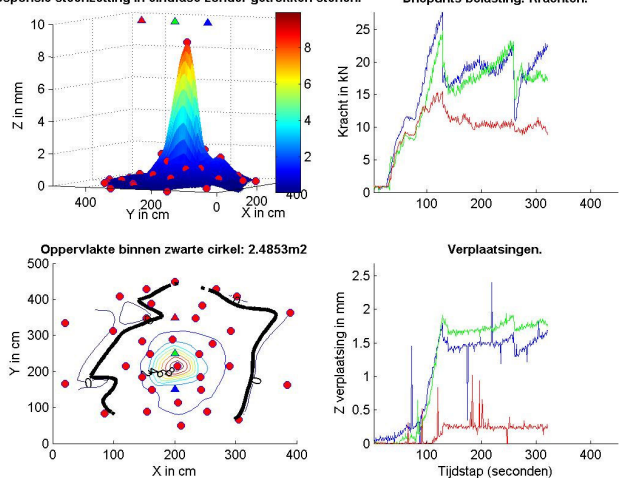
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA11 22-03-06 15:02 Steen 21 22 23 Driesteens verticaal Scheidingslijn van de steentypen tussen steen 22 en 23</p>	<p>Bij de twee hoge vizels lopen de krachten op tot 60 kN. De derde, onderste steen slijt bij 30 kN en verliest veel weerstandsvermogen. Na enkele kleine sprongen blijft de kracht op 11 kN gelijk. Het verplaatsingsgebied is groot (groter dan het meetgrid) en klokvormig. De maximale verplaatsing is 12 mm. De proef is als geheel te vergelijken met proef 7.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA11. Treksteen buiten beschouwing. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</b></p>   <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.37533m2</p>  <p>Verplaatsingen.</p> 
<p>TA12 16-03-06 09:50 Steen 24 Enkelsteens Niet alle kanalen in gebruik</p>	<p>De steen bouwt weinig krachtsweerstand op. Bij 18 kN slijt de steen uit de zetting. Er treedt geen significante verplaatsing bij naburige stenen op (&lt;1mm).</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA12. Treksteen buiten beschouwing. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</b></p>   <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.56985m2</p>  <p>Verplaatsing.</p> 

Proef	Beschrijving	Grafiek
TA13 16-03-06 11:15 Steen 25 Eb Enkelsteens Niet alle kanalen in gebruik	Er wordt een forse kracht opgebouwd tot 40 kN. Daarna springt de steen en slijt op 8 kN. Het verplaatsingsgebied is redelijk groot en vervormt tot 3 mm.	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA13. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.2388e-005m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
TA14 16-03-06 11:48 Steen 26 Enkelsteens	De steen bouwt een redelijke kracht op tot 40 kN. Hierna slijt de steen en via een aantal zaagtanden blijft de kracht op 17 kN gelijk.	

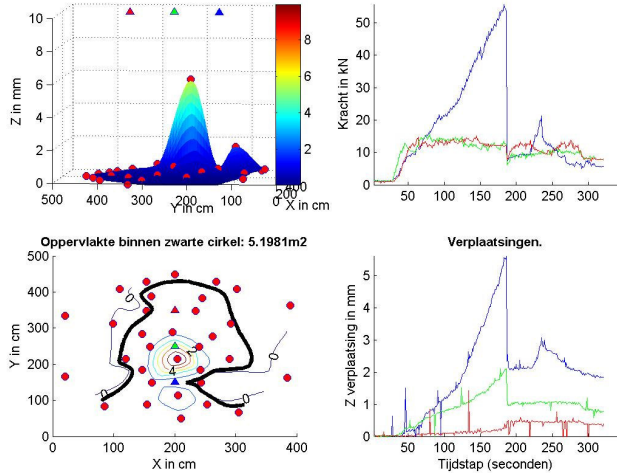
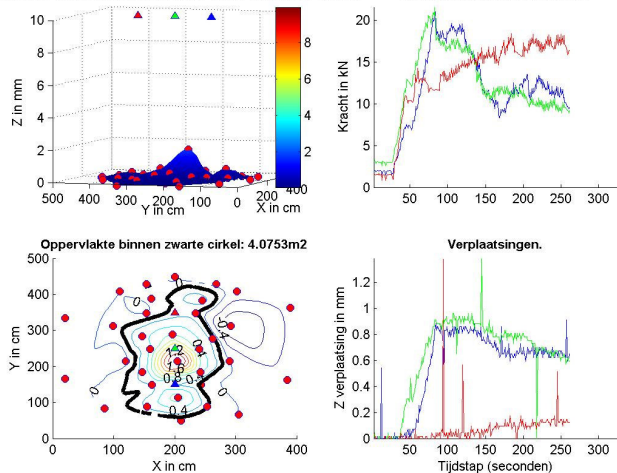
Proef	Beschrijving	Grafiek
TA15 16-03-06 12:50 Steen 27 Enkelsteens Niet alle kanalen in gebruik	Bij proef 15 wordt relatief weinig kracht opgebouwd. Bij 12 kN slipt de steen al, waarna de kracht gelijk blijft. De verplaatsing van de naburige stenen is klein.	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA15. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.2494m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
TA16 16-03-06 13:25 Steen 28 Enkelsteens Niet alle kanalen in gebruik	Deze steen bouwt kracht op tot 20 kN. Daarna slipt hij op gelijke wijze als bij TA15. De verplaatsing van naburige stenen loopt tot 2 mm.	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA16. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.57739m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>

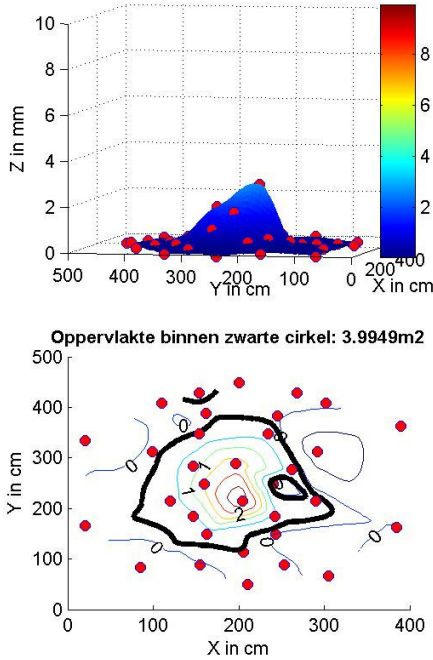
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA17 23-03-06 17:50 Steen 29 30 31 Opkomend tij op 1/4 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>De drie stenen kunnen een kracht van 12 kN slippend overbrengen. De verplaatsing van de naburige stenen is klein, tot 2 mm. Het verplaatsingsgebied heeft een piek bij de linker vijzel op steen 29.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA17. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.5517m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TA18 23-03-06 17:30 Steen 32 33 34 Opkomend tij op 1/2 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>Twee stenen dragen tot 20 kN af, één komt niet verder dan 10 kN. Het verplaatsingsgebied is klein, net als de verplaatsing zelf.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA18. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.6527m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>



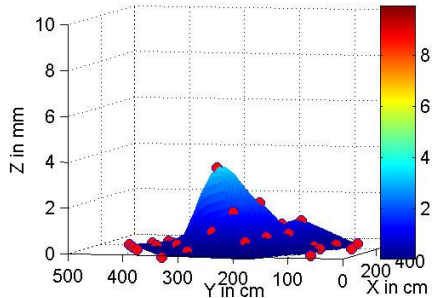
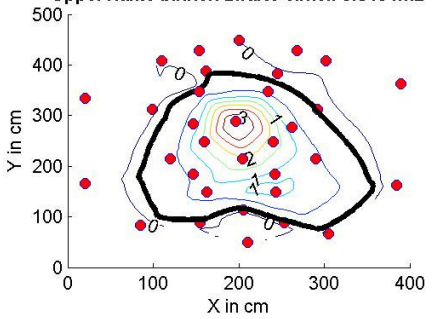
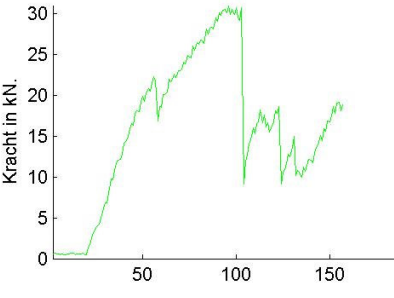
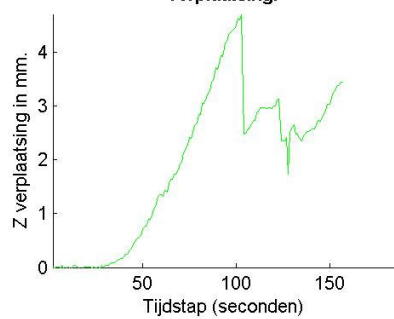
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA19 24-03-06 13:29 Steen 35 36 37 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>Alliedrie de stenen slippen bij 10 kN. Steen 35 bouwt dan nog kracht op tot 20 kN. Alleen onder deze steen is de verplaatsing van een naastgelegen sensor significant, tot 8 mm. Dit is een beïnvloeding in de richting van teen naar kruin (steenkolom).</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA19. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> 
<p>TA20 22-03-06 16:00 Steen 38 39 40 Opkomend tij Driesteens verticaal Er komt een rij stenen tussen 2 getrokken omhoog</p>	<p>Drie vijzels lopen op tot 10 kN. Steen 38 blijft op 10-14 kN hangen. De twee andere lopen op tot 30 kN en schieten dan terug naar 18 kN. Het verplaatsingsgebied is gecentreerd om de middelste vijzel. Daar reageert één sensor ook zeer extreem en dat wordt als een meefout beschouwd. Maximaal treedt een verplaatsing van 15 mm op. Een omhooggetrokken kolom stenen komt in de metingen terug. Zie Figuur 39</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA20. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> 



Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA21 23-03-06 14:39 Steen 41 42 43 Laagwater Driesteens verticaal</p>	<p>Twee stenen slippen al bij 12 kN. Steen 43 bouwt kracht op tot 60 kN en schiet dan terug tot 10 kN. Hierna bouwt de kracht weer enigszins op om daarna weer in te zakken. Het verplaatsingsgebied is weer gecentreerd om de middelste vijzel met een tweede, kleine, piek rond steen 43.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA21. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 5.1981m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TA22 23-03-06 15:35 Steen 44 45 46 Einde laagwater Driesteens verticaal</p>	<p>De stenen slippen alledrie tussen de 10 en 20 kN. Het verplaatsingsgebied is klein, gecentreerd rond de middelste steen en loopt op tot 2 mm verplaatsing.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TA22. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 4.0753m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>

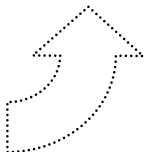
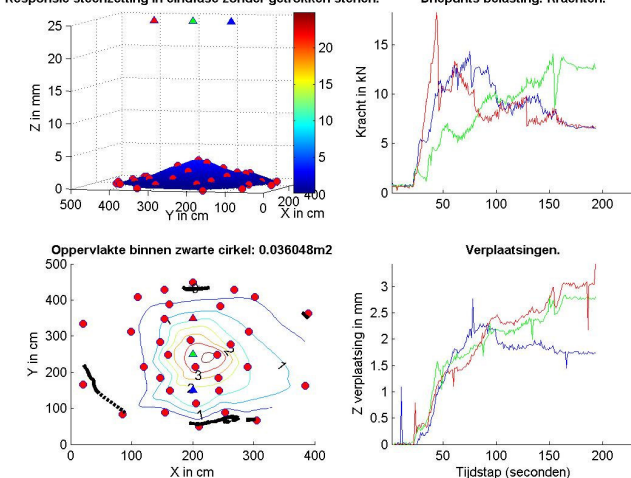
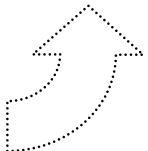
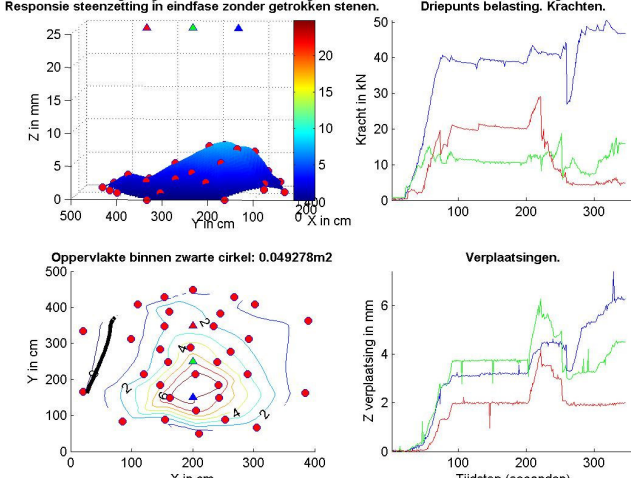
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB1 19-04-06 11:20 zakkend tij op ½ Steen 1 Enkelsteens Sensor 25 op elastiek Sprong 35kN Slip 10 kN</p>	<p>De steen kan een maximale kracht van 35 kN opnemen. Dan springt de steen. Er wordt nogmaals kracht opgebouwd, nu tot 30 kN, waarna de steen nogmaals springt. Hierna slijpt de steen uit de zetting bij een kracht van ongeveer 10 kN. De responsie van de omliggende stenen ligt in de orde van 3 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB1. Treksteen buiten beschouwing. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</b></p>  <p>The figure contains four sub-plots. Top-left: A 3D surface plot showing the force response (Z in mm) over a grid of X and Y coordinates (in cm). The Z-axis ranges from 0 to 10 mm, and the X and Y axes range from 0 to 500 cm. A color scale on the right indicates force values from 0 to 8. Top-right: A line graph of force (Kracht in kN) versus time (Tijdstap in seconden). The force peaks at approximately 35 kN around 100 seconds. Bottom-left: A 2D contour plot of displacement (Z verplaatsing in mm) over the same X and Y grid. A black circle highlights a specific area with a displacement of 3.9949 mm. Bottom-right: A line graph of displacement (Z verplaatsing in mm) versus time (Tijdstap in seconden). The displacement peaks at approximately 3 mm around 100 seconds.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB2 19-04-2006 10:48 zakend tij op ½ Steen 2 Enkelsteens Sensor 25 op elastiek Sprong geen Slip 7kN</p>	<p>De steen kan een maximale kracht van 15 kN opnemen. Dan slijt de steen uit de zetting, terwijl de omliggende stenen minder dan 2 mm verplaatsen.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB2. Treksteen buiten beschouwing. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</b></p> <p>The figure contains four sub-graphs:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Top-left:</b> A 3D scatter plot showing the force response of the stone bed. The vertical axis is 'Z in mm' (0 to 10), and the horizontal axes are 'Y in cm' (0 to 500) and 'X in cm' (0 to 500). A color scale on the right indicates force values from 0 (blue) to 8 (red).</li> <li><b>Top-right:</b> A line graph titled 'Kracht in kN.' showing force over time. The y-axis ranges from 0 to 15 kN, and the x-axis is 'Tijdstap (seconden)' from 0 to 250. The force peaks at approximately 15 kN around 100 seconds.</li> <li><b>Bottom-left:</b> A contour plot titled 'Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.8273m2'. The axes are 'Y in cm' and 'X in cm' (0 to 500). It shows the surface deformation with a black circle highlighting a specific area.</li> <li><b>Bottom-right:</b> A line graph titled 'Verplaatsing.' showing displacement over time. The y-axis is 'Z verplaatsing in mm.' (0 to 0.8), and the x-axis is 'Tijdstap (seconden)' (0 to 250). The displacement peaks at approximately 0.8 mm around 100 seconds.</li> </ul>

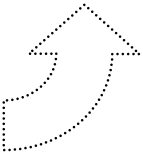
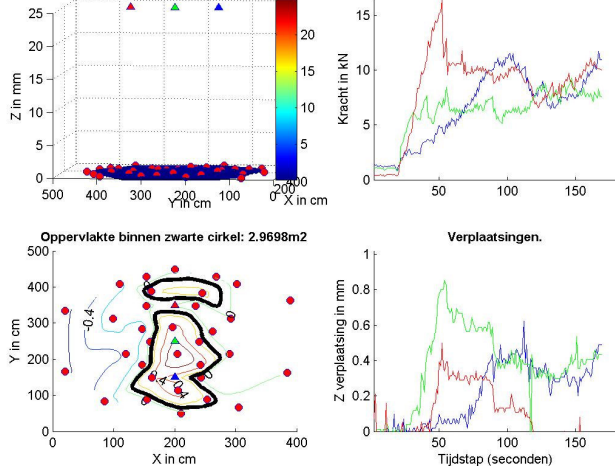
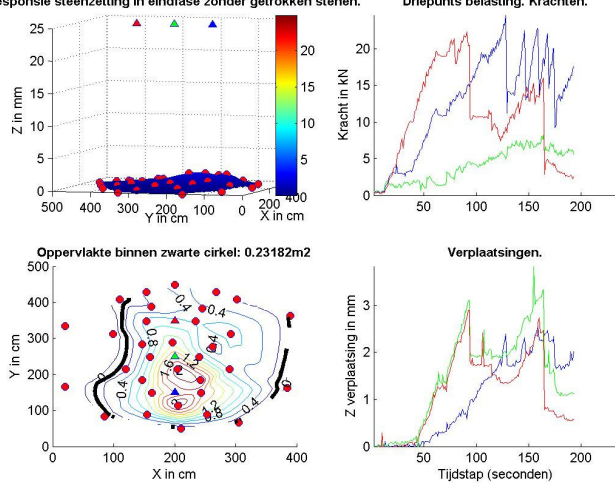
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB3 18-04-2006 16:42 Opkomend tij op ½ Steen 3 Enkelsteens Sprong 30 kN Slip 10 kN</p>	<p>De steen kan met maximaal 30 kN worden belast. Dan springt de steen, waarna deze nog drie keer opbouwt tot een sprong. Hierna lijkt de kracht gelijk te blijven op 10 kN. De zetting om de steen heen reageert met een verplaatsing van maximaal 4 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB3. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Enkelsteens belasting. Kracht.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 5.8431m2</p>  <p>Kracht in kN.</p>  <p>Verplaatsing.</p> 

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB4 18-04-2006 16:11 Opkomend tij op 1/3 Steen 4 Enkelsteens Sprong geen Slip 5 kN</p>	<p>Dit is een cyclisch uitgevoerde proef. De belasting wordt vijf keer tussen 0 en 5 kN gevarieerd. Daarna wordt de steen doorgetrokken tot het algemene belastingscriterium. Er wordt geen verplaatsing van de omliggende stenen gemeten. De maximaal overgedragen kracht is 15 kN. Naarmate de steen verder uit de zetting komt lijkt er op 5 kN een minimale trekkracht te worden gevonden. Ook op de maximaal belaste tijdstap reageren de omliggende stenen niet significant.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB4. Treksteen buiten beschouwing. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</b></p> <p>The figure contains four sub-graphs:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Top-left:</b> A 3D surface plot of the stone's response. The vertical axis is 'Z in mm' (0 to 10), and the horizontal axes are 'Y in cm' (500 to 0) and 'X in cm' (0 to 400). A color scale on the right indicates values from 0 (blue) to 8 (red).</li> <li><b>Top-right:</b> A line graph of 'Kracht in kN.' (Force in kN) vs. 'Tijdstap (seconden)' (Time step in seconds). The force fluctuates between 0 and 5 kN for the first 150 seconds, then rises to a peak of approximately 15 kN around 170 seconds before decreasing.</li> <li><b>Bottom-left:</b> A contour plot of the stone's surface deformation. The axes are 'Y in cm' (0 to 500) and 'X in cm' (0 to 400). A black circle highlights a central area with a value of 1.0036m2. Contour lines are labeled with values like 0, 0.1, and 0.7.</li> <li><b>Bottom-right:</b> A line graph of 'Z verplaatsing in mm.' (Z displacement in mm) vs. 'Tijdstap (seconden)'. The displacement fluctuates between 0 and 0.05 mm for the first 150 seconds, then rises to a peak of approximately 0.25 mm around 170 seconds.</li> </ul>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB5 19-04-2006 12:15 Bijna eb ¼ Steen 5 Enkelsteens Sprong 20 kN Slip 15 kN</p>	<p>Dit is een cyclisch uitgevoerde proef. De belasting wordt vijf keer tussen 0 en 10 kN gevarieerd. Daarna wordt de steen doorgetrokken tot het algemene belastingscriterium. Tijdens de cyclische belasting komen de omliggende stenen tot 1 mm omhoog. Bij de maximale belasting verplaatsen de omliggende stenen meer dan 2 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB5. Treksteen buiten beschouwing. Definitief  <b>Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen.</b> <b>Enkelsteens belasting. Kracht.</b></p> <p>The figure contains four sub-graphs:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Top-left:</b> A 3D surface plot of the stone's response. The vertical axis is 'Z in mm' (0 to 10), and the horizontal axes are 'Y in cm' (0 to 500) and 'X in cm' (0 to 500). A color scale on the right ranges from 0 (blue) to 8 (red). A prominent peak is visible at approximately (250, 250, 4).</li> <li><b>Top-right:</b> A line graph of 'Kracht in kN.' (Force in kN) versus 'Tijdstap (seconden)' (Time step in seconds). The force shows five distinct peaks of approximately 10 kN, followed by a final, higher peak of about 20 kN.</li> <li><b>Bottom-left:</b> A 2D contour plot of the stone's surface deformation. The axes are 'X in cm' and 'Y in cm', both ranging from 0 to 500. A black circle highlights a central region with a maximum displacement of 2.7637 m2.</li> <li><b>Bottom-right:</b> A line graph of 'Z verplaatsing in mm.' (Z displacement in mm) versus 'Tijdstap (seconden)'. The displacement shows five small steps of about 0.5 mm, followed by a larger step of about 2.5 mm at the end of the test.</li> </ul>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB6 20-04-2006 11:36 Zakkend op ½ Steen 6 7 8 Driesteens horizontaal Meetgegevens uit history, niet uit logfile. Gedraaide opstelling</p> 	<p>De drie stenen reageren verschillend op de belasting. De linker steen (rood) loopt snel op naar 20 kN en springt dan. De andere stenen slippen langzaam uit de zetting. De middelste steen (groen) zal uiteindelijk alsnog een keer springen, de rechter steen verliest langzaam kracht. Alledrie de stenen slippen uiteindelijk, twee op 7 kN, de middelste op 14 kN. De omliggende stenen reageren met een verplaatsing tot 3 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB6. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.036048m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TB7 21-04-2006 18:04 Opkomend tij op ½ Steen 9 10 11 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>Vijzel A (steen 11) kan al snel 40 kN overbrengen. De andere stenen dragen dan 20 en 10 kN af. Omdat 40 kN het afbreekcriterium is wordt alleen met de twee relatief licht belaste stenen doorgetrokken. Bij het op kracht houden van steen 11 springt deze na verloop van tijd op 45 kN naar 28 kN, waarna deze op 50 kN is teruggebracht en vastgehouden zonder dat verder springen plaatsvindt. De andere stenen zijn vervolgens tot het vervormingcriterium doorgetrokken.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB7. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.049278m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>



Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB8 21-04-2006 12:07 Zakkend tij op ½ Steen 12 13 14 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>Steen 12, vizjel C, springt bij 15 kN. De andere stenen kunnen niet meer dan 10 kN overbrengen. Alledrie de stenen slippen uiteindelijk bij 7 kN. De verplaatsing van de omliggende stenen is nihil.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TB8. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> 
<p>TB9 18-04-2006 15:00 Eb Steen 15 16 17 Driesteens verticaal</p>	<p>De twee buitenste stenen kunnen een aanzienlijke kracht overbrengen van 20 kN. De middelste steen (groen) bouwt erg weinig kracht op, langzaam neemt deze toe van 2 naar 7 kN. Steen 15 springt twee keer, steen 17 wel vijf keer. De responsie van de omliggende stenen loopt op tot 3 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TB9. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> 


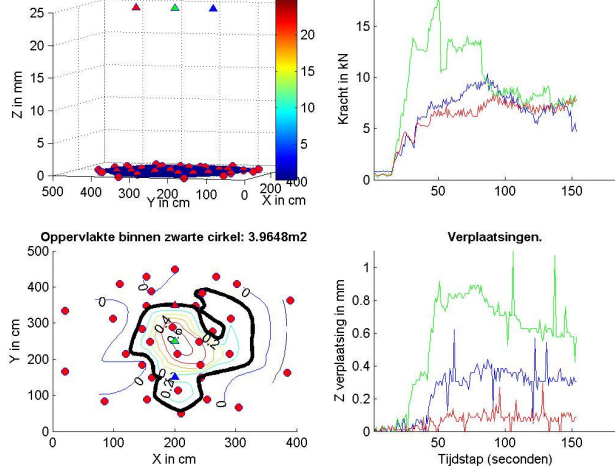
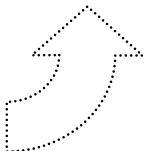
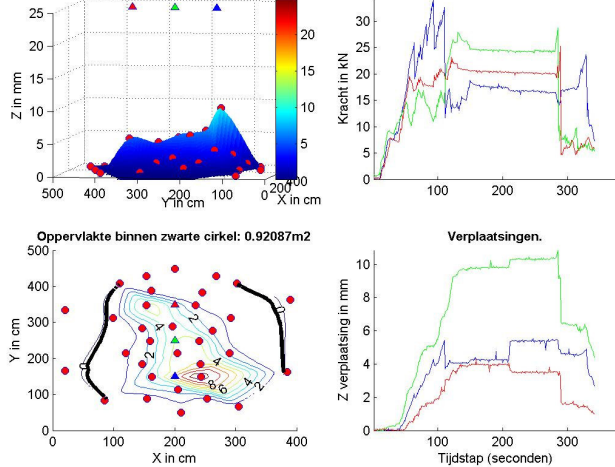


Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB10 18-04-2006 13:55 Eb Steen 18 19 20 Driesteens verticaal</p>	<p>Allerdrie de stenen bouwen in het eerste deel van de proef een redelijke kracht op, tot 18 kN. Steen 18 slipt dan en steen 19 springt terug naar 7 kN. De onderste steen loopt op tot 25 kN en springt dan ook. Uiteindelijk loopt de kracht op de hoogste steen weer op tot 15 kN terwijl de middelste en laagste steen op 10 kN blijven hangen.</p> <p>De omliggende stenen reageren op de belasting met een maximale verplaatsing van 8 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB10. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.0491m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TB11 18-04-2006 12:28 Zakkend tij op 1/3 Steen 21 22 23 Driesteens verticaal</p>	<p>De stenen bouwen bij deze proef langzaam kracht op. Steen 21 (boven, rood) blijft achter bij de andere twee, maar neemt later scherp toe. Geen van de stenen komt in eerste instantie boven de 10 kN uit. Steen 21 springt dan en is vanaf dat moment veel stijver dan de andere twee stenen. Bij gelijke vervorming wordt een veel grotere kracht opgebouwd in steen 21 dan elders. Bij 35 kN springt de steen, beide andere laten tegelijk een kleinere sprong zien.</p> <p>De omliggende stenen reageren met een verplaatsing tot 8 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB11. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.0267m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB12 20-04-2006 15:45 Laagwater, opkomend Steen 24 Sensor op vijzel niet stabiel. Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de teen te kunnen meten.</p>	<p>Deze steen kan maximaal 17 kN overbrengen. Dan slijpt de steen en blijft rond de 13 kN hangen. De stenen om de getrokken steen heen verplaatsen maximaal 2 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB12. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.0012675m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TB13 20-04-2006 15:05 Laagwater Steen 25 Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de teen te kunnen meten.</p>	<p>De steen kan tot 27 kN opnemen. Dan springt de steen en slijpt met 6 kN uit de zetting. De vervorming van de zetting loopt op tot 3 mm. De twee randensensoren op X = 400 lijken verstoord te zijn.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB13. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.1531m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB14 20-04-2006 13:34 Laagwater Steen 26 Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de steen te kunnen meten.</p>	<p>Deze steen wordt niet voorbij het elastische gebied belast. Bij 40 kN, het afbreekcriterium, is de steen niet gesprongen of geslipt. Er wordt besloten de kracht af te laten en nogmaals te belasten om het mogelijk elastische gedrag aan te tonen. Er wordt een groot zettingsdeel mee omhoog getrokken tot een maximum van 8 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TB14. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 7.4657m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TB15 20-04-2006 13:03 Afgaand tij op ¼ Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de steen te kunnen meten.</p>	<p>Dit is een cyclisch uitgevoerde proef. De belasting wordt vijf keer tussen 0 en 5 kN gevarieerd. Daarna wordt de steen doorgetrokken tot het algemene belastingscriterium. Tijdens de cyclische belasting wordt geen verplaatsing gemeten. Later springt de steen twee keer, op 25 kN en verplaatsen de omliggende stenen tot 4 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TB15. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.86539m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>

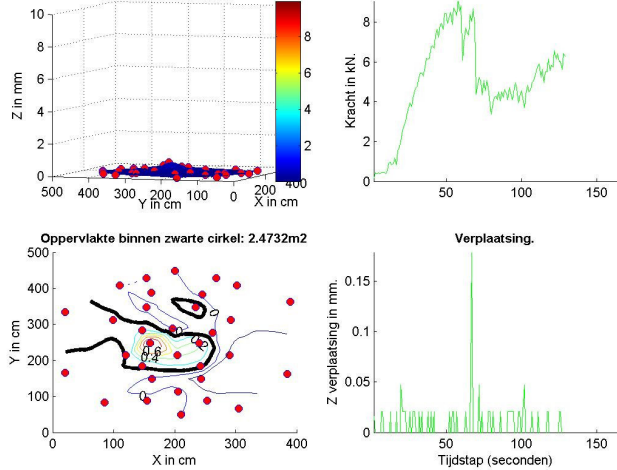
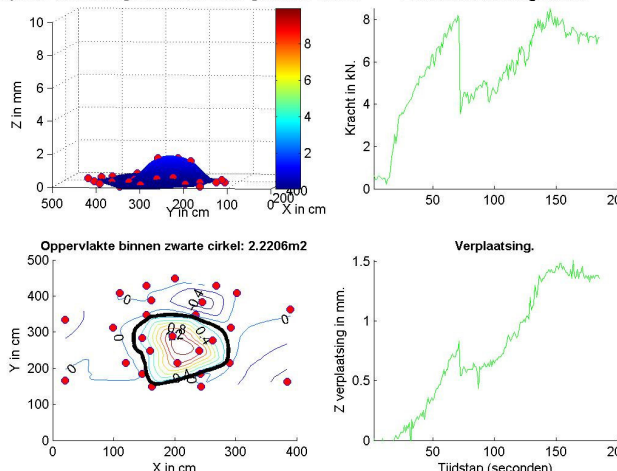
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB16 19-04-2006 13:37 Laagwater Steen 28 Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichter bij de teen te kunnen meten.</p>	<p>Dit is een cyclisch uitgevoerde proef. De belasting wordt vijf keer tussen 0 en 10 kN gevarieerd. Daarna wordt de steen doorgetrokken tot het algemene belastingscriterium. Tijdens de cyclische belasting wordt een verplaatsing van de omliggende stenen gemeten tot 1 mm. Later springt de steen een keer, op 28 kN, waarna de sterkte oploopt tot 45 kN. De verplaatsing van de omliggende stenen loopt tot 8 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TB16. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.060206m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TB17 21-04-2006 13:25 Afgaand tij op 1/3 Steen 29 30 31 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p>	<p>De drie stenen lopen in eerste instantie redelijk gelijk op tot 12 kN. Dan springt steen 29 en slipt steen 30. Steen 31 blijft oplopen tot 35 kN en springt dan fors. Uiteindelijk slippen 30 en 31 op 5 kN en slipt 29 op 15 kN.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TB17. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.7372m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB18 21-04-2006 14:05 Laagwater Steen 32 33 34 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>De twee buitenste stenen slippen al bij 5 kN uit de zetting. Hierbij loopt de kracht nog even op tot 10 kN. De middelste steen kan aanvankelijk 18 kN overbrengen maar springt dan twee keer en blijft daarna op het niveau van de andere twee steken.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB18. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.9648m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TB19 21-04-2006 14:47 Laagwater Steen 35 36 37 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>Het draadeind van vijzel A, steen 37, drukt het meetframe omhoog. Halverwege is dat losgemaakt op tijdstap 213. Tot tijdstap 90 is er een accurate weergave van de vervormingen. Daarna verandert de vorm van het vervormingsvlak door de invloed van het draadeind tegen het meetframe. Na mtijdstap is de situatie hersteld en is de verstering niet van invloed op de proefresultaten.</p> <p>Tot 15 kN lopen alledrie de stenen gelijk op. Dan blijft eerst steen 26 achter op 15 kN en daarna steen 35 op 18 kN. Steen 37 kan de meeste belasting overdragen. De omliggende stenen verplaatsen tot 6 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB19. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.92087m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB20 21-04-2006 15:32 Laagwater Steen 38 39 40 Driesteens verticaal</p>	<p>De kracht op alle stenen loopt op tot 10 á 15 kN. De verplaatsing van de omliggende stenen ligt dan rond de 2 mm. Na deze belastingpiek valt de kracht van steen 40 tijdelijk terug tot 7 kN. De andere twee stenen bouwen na de krachtpiek geen nieuwe sterkte op en blijven op 2 á 3 kN steken. De verplaatsing van de omliggende stenen is ongeveer 1 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB20. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.6603m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TB21 21-04-2006 16:15 Laagwater opkomend Steen 41 42 43 Driesteens verticaal</p>	<p>Tot 8 kN vertonen de stenen gelijk gedrag. Dan slipt steen 43 en blijft hangen op 5 kN. De andere stenen kunnen doorbelast worden tot 30 kN, wanneer beide beginnen te springen. Uiteindelijk blijft de kracht op 8 kN stenen. De omliggende stenen verplaatsen tot 12 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB21. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.10083m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>



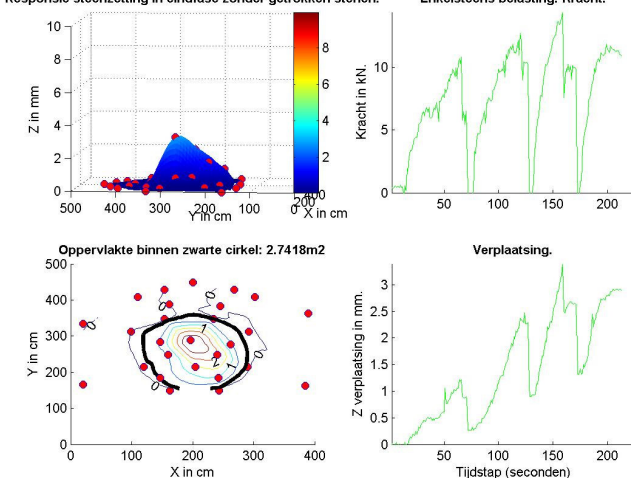
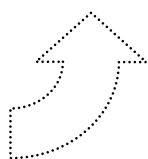
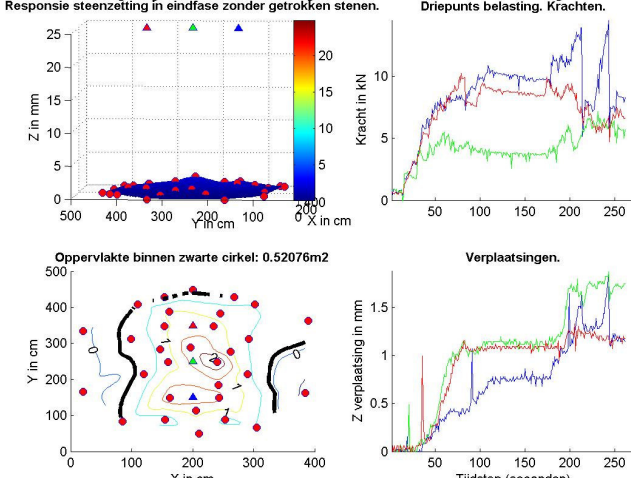
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB22 21-04-2006 16:48 Opkomend tij ¼ Steen 44 45 46 Driesteens verticaal</p>	<p>Allerdrie de stenen slippen hier in een vroeg stadium. Geen van de stenen komt boven de 14 kN uit en de middelste steen zakt na een piekje van 3 kN alweer in. Alleen rond steen 44 (rood) worden heel tijdelijk wat significante verplaatsingen gemeten, tot 0.6 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB22. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Drie-punts belasting. Krachten.</p> <p>The figure contains four sub-graphs:         <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Top-left:</b> A 3D surface plot showing the final deformation of the stone. The vertical axis is Z in mm (0 to 25), and the horizontal axes are X and Y in cm (0 to 500). A color scale on the right indicates force values from 0 to 20 kN.</li> <li><b>Top-right:</b> A line graph titled 'Drie-punts belasting. Krachten.' showing force in kN on the y-axis (0 to 12) versus time in seconds on the x-axis (0 to 200). Three curves represent the three points of load application.</li> <li><b>Bottom-left:</b> A contour plot of the stone's surface area. The axes are X and Y in cm (0 to 500). A black circle highlights a specific region with the text 'Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.7032m2'.</li> <li><b>Bottom-right:</b> A line graph titled 'Verplaatsingen.' showing displacement in mm on the y-axis (0 to 1) versus time in seconds on the x-axis (0 to 200). Multiple colored lines represent the displacement of different points on the stone.</li> </ul> </p>

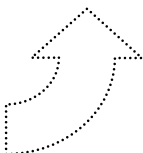
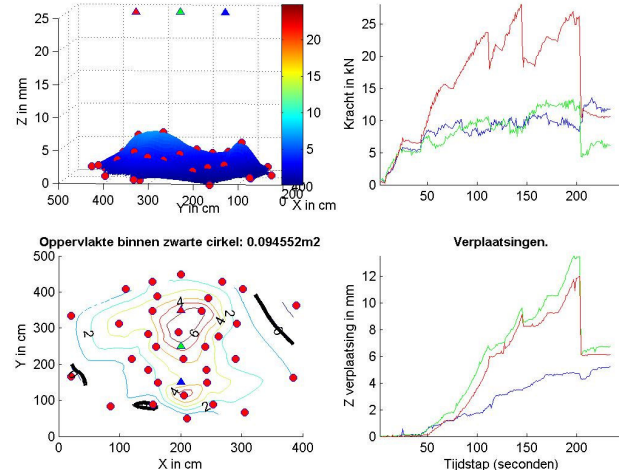
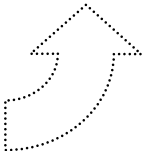
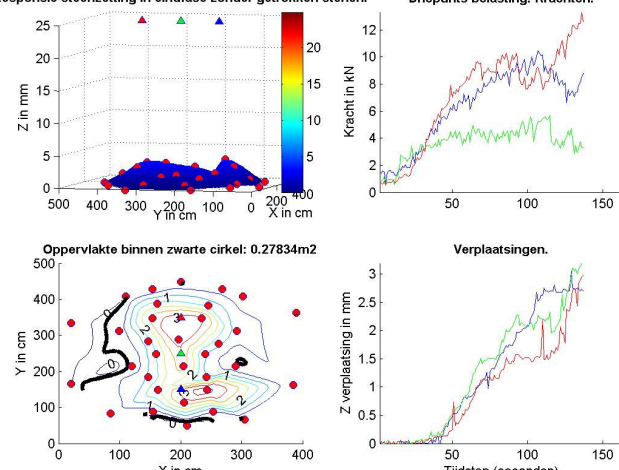
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC1 4-4-2006 16:15 Steen 1 Opkomend tij op ¼ Enkelsteens Slap gedrag</p>	<p>Eerste proef in Sluis. Krachtopbouw is gering, tot 8 kN. Er wordt geen significante verplaatsing aan de omliggende stenen gemeten.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TC1. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.4732m<sup>2</sup></p>
<p>TC2 5-4-2006 12:13 Steen 2 Afgaand tij op ½ Enkelsteens Slap gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de teen te kunnen meten.</p>	<p>De krachtopbouw is ook hier gering tot 10 kN. Wél een significante verplaatsing van de omliggende stenen tot 2 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TC2. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.2206m<sup>2</sup></p>


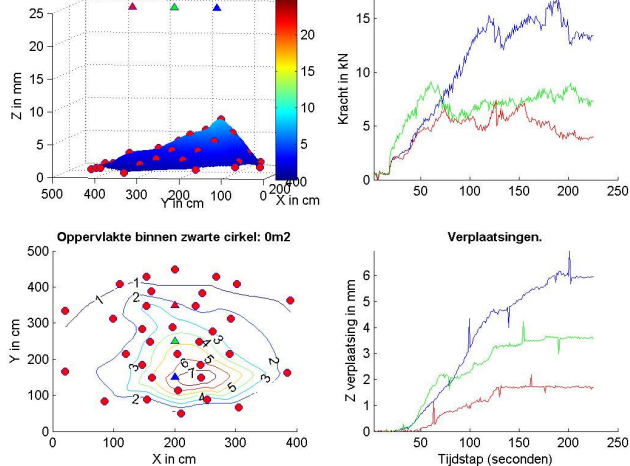
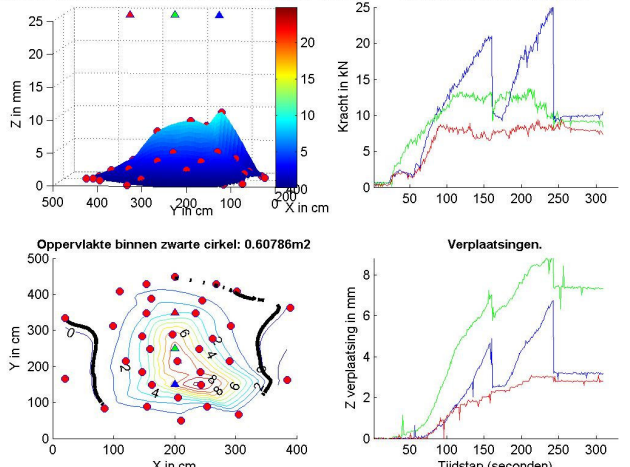


Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC3 5-4-2006 14:27 Steen 3 Laagwater Enkelsteens Slap gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de teen te kunnen meten.</p>	<p>Krachtsopbouw zeer gering tot 6 kN. Verplaatsingen tot 2 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC3. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.0022m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TC4 5-4-2006 15:08 Steen 4 Laagwater Enkelsteens Cyclisch 35% Slap gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de teen te kunnen meten.</p>	<p>Het afbreekcriterium voor de kracht wordt niet gehaald. Daarom wordt iedere 10 mm de kracht even afgelaten, om toch cyclisch te belasten. Krachtsopbouw is gering en de omliggende verplaatsingen lopen tot 1 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC4. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.2855m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC5 5-4-2006 16:10 Steen 5 Laagwater Enkelsteens Cyclisch 35% Gemiddeld stijf gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichter bij de teen te kunnen meten.</p>	<p>De krachtopbouw bij deze cyclische proef is zodanig dat het afbreekcriterium niet wordt gehaald. Cyclisch wordt de proef op 11 kN afgebroken en weer opgebouwd. De verplaatsingen spreiden zich uit over een flink oppervlak en lopen op tot 2 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC5. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen.</p> <p>Kracht in kN</p> <p>Tijdstep (seconden)</p> <p>Verplaatsing.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.1044m<sup>2</sup></p>
<p>TC6 6-4-2006 12:55 Steen 6 Afgaand tij op 1/3 Enkelsteens Cyclisch 65% Gemiddeld stijf gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichter bij de teen te kunnen meten.</p>	<p>Het afbreekcriterium voor de kracht wordt hier bij lange na niet gehaald. Dezelfde strategie als bij TC4 wordt gevolgd: afbreken op verplaatsingsstappen van 10 mm. De verplaatsingen zijn gering en oplopend tot 2 mm.</p> <p>Kanaal 24 was niet aangesloten.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC6. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen.</p> <p>Kracht in kN</p> <p>Tijdstep (seconden)</p> <p>Verplaatsing.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.2962m<sup>2</sup></p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC7 6-4-2006 13:45 Steen 7 Afgaand tij op ½ Enkelsteens Cyclisch 65% Gemiddeld stijf gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de steen te kunnen meten.</p>	<p>De krachten zijn hier redelijk hoog, tot 15 kN. Dit is nog onder het afbreekcriterium waardoor weer op verplaatsing is afgebroken. De verplaatsingen van het omliggende veld zijn relatief groot, tot 4 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC7. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.7418m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TC8 7-4-2006 14:55 Steen 8 9 10 Afgaand tij, vrijwel laagwater Driesteens horizontaal 1x slap gedrag 2x gemiddeld stijf gedrag Gedraaide opstelling</p> 	<p>De krachten die bij deze driepuntsproef worden bereikt zijn gemiddeld. Vrij snel slippen alledrie de stenen, de middelste sneller dan de andere. De rechter steen springt aan het eind van de meting twee maal. Het verplaatsingsgebied is desalniettemin flink en de verplaatsingen lopen op tot 3 mm Sensor 16 en 28 zijn niet op de zetting geplaatst en moeten uit de resultaten worden gehouden.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC8. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.52076m<sup>2</sup></p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC9 7-4-2006 16:10 Steen 11 12 13 Laagwater Driesteens horizontaal 1x stijf gedrag 2x gemiddeld stijf gedrag Gedraaide opstelling</p> 	<p>Bij deze proef neemt de linkersteen een zeer forse kracht op van 30 kN. Hierbij verplaatst het omliggende gebied tot 10 mm en wordt een relatief groot invloedsgedebied bereikt. De andere stenen slippen bij 10 kN.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC9. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.094552m<sup>2</sup></p>
<p>TC10 7-4-2006 18:24 Steen 14 15 16 Laagwater opkomend Driesteens horizontaal 1x slap gedrag 2x gemiddeld stijf gedrag Gedraaide opstelling</p> 	<p>Deze proef is goed vergelijkbaar met TC8. Geen van de stenen neemt uitzonderlijke kracht op en allen slippen ze vrij snel. De vervormingen lopen op tot 4 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC10. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p>  <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.27834m<sup>2</sup></p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC11 7-4-2006 19:25 Steen 17 18 19 Opkomend tij op 1/3 Driesteens horizontaal 1x stijf gedrag 2x gemiddeld stijf gedrag Gedraaide opstelling</p> 	<p>De rechter steen neemt hier twee keer meer belasting op dan de andere stenen, tot 20 kN. Hierdoor ontstaat ook een excentrisch verplaatsingsveld om deze steen waar de vervorming oploopt tot 8 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC11. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> 
<p>TC12 5-4-2006 17:45 Steen 20 21 22 Opkomend tij op 1/3 Driesteens verticaal 2x stijf gedrag 1x gemiddeld stijf gedrag</p>	<p>De twee rechter stenen nemen bij deze proef iets meer belasting op dan de linker. Uiterst rechts springt de steen twee keer bij 22 kN, de middelste slipt bij 18 kN. Het verplaatsingsveld concentreert zich rond deze stenen en loopt op tot 10 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC12. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> 

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC13 6-4-2006 15:33 Steen 23 24 25 Afgaand tij tegen laagwater aan Driesteens verticaal 2x stijf gedrag 1x slap gedrag</p>	<p>Bij deze proef treden enorme verplaatsingen in meetveld op, tot 30 mm. Twee stenen bouwen een grote kracht op, de onderste 30 kN, de middelste 20 kN. Die laatste springt dan. De bovenste steen slijpt bij 8 kN. Dit blijkt ook uit de verplaatsingen, die zich op het onderste zettingsdeel concentreren.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TC13. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.74542m2</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TC14 6-4-2006 17:00 Steen 26 27 28 Laagwater, opkomend Driesteens verticaal 3x gemiddeld stijf gedrag</p>	<p>De krachten die de drie stenen kunnen overbrengen ontlopen elkaar hier niet ver. Alledrie ongeveer 12 kN. Het verplaatsingsveld is redelijk groot en loopt op tot 10 mm</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TC14. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.2745m2</p> <p>Verplaatsingen.</p>



Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC15 6-4-2006 17:47 Steen 29 30 31 Opkomend tij 1/2 Driesteens verticaal 2x slap gedrag 1x gemiddeld stijf gedrag</p>	<p>Deze proef is vergelijkbaar met TC14, echter met vervormingen tot 7 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC15. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 6.5643m2</p> <p>Verplaatsingen.</p>

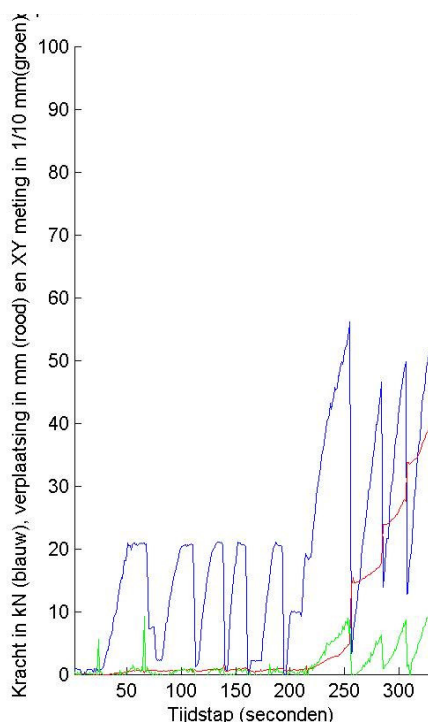




## 6.7 Meetdata xy-verplaatsingen

Tijdens de trekproeven is, conform de beschrijving in de format bespreking uit paragraaf 6.2, een groot aantal xy metingen verricht. Voor 50 van de 61 proeven zijn deze grafieken beschikbaar. In totaal zijn er 49 grafieken gemaakt volgens een standaard en één die als pilot gezien kan worden.

Tijdens proef TA4 is er één sensor in het vlak gezet (sensor op plaats 17). Dit is de genoemde pilot die moest vaststellen of de methode geschikt was. De resultaten hiervan zijn in de volgende grafiek af te lezen:

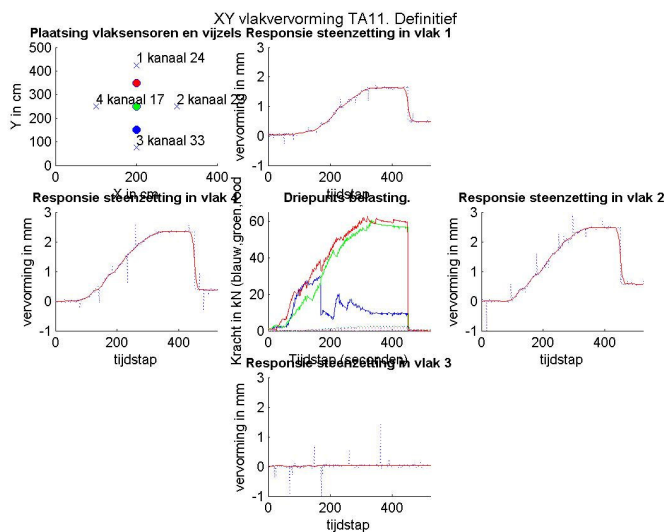


**Figuur 49: Krachten, vervorming en vlakmeting tegen de tijd. XY meting is met de laagste, groene lijn weergegeven. De vervormingen op deze lijn zijn 10 maal uitvergroot**

Hieruit blijkt dat de verplaatsingen klein zijn (in de grafiek met een factor 10 vermenigvuldigd) maar wel significant.

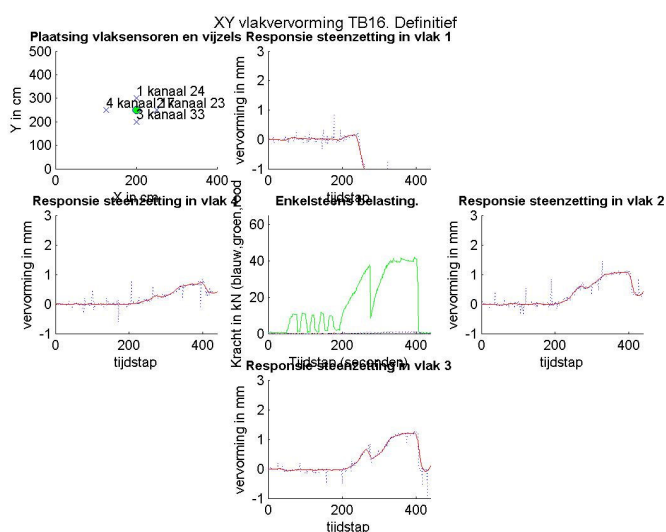
Vervolgens zijn steeds alle vier sensoren ingezet voor de metingen. De grafieken van alle proeven zijn gestandaardiseerd. De oriëntatie is echter aan de karcoördinaten gerelateerd, dus moeten sommige grafieken worden bijgedraaid om de oriëntatie ten opzichte van de zetting te verkrijgen. Hiervoor gelden dezelfde regels als bij de andere grafieken: Standaard kan worden gesteld dat de grafieken van de driesteens horizontale proeven 90 graden tegen de klok in moeten worden gedraaid.

Nu volgen er vier voorbeelden van xy-metingen.



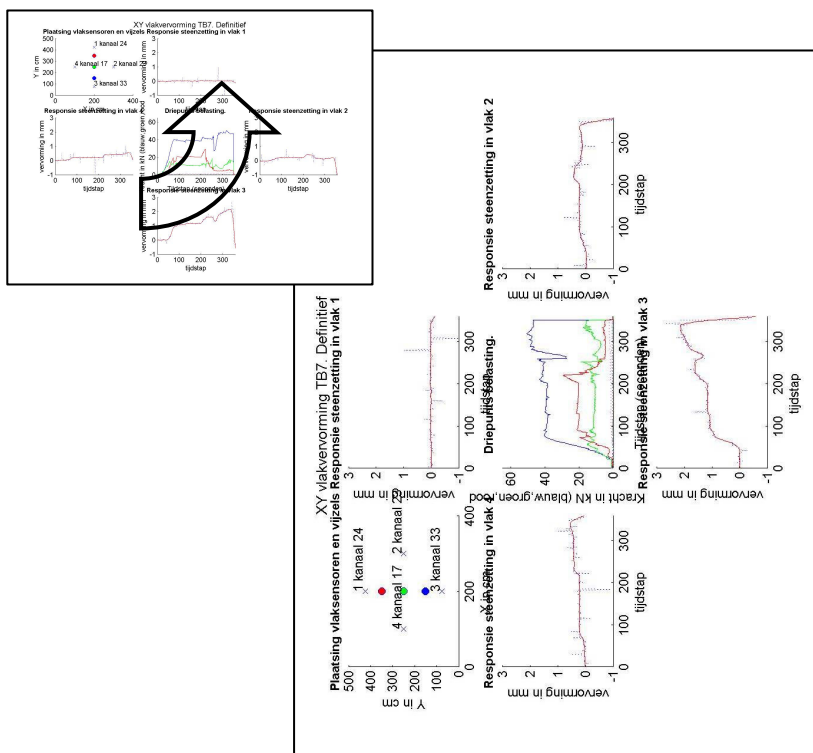
**Figuur 50: xy-meting TA11**

TA11 laat goed zien dat de verplaatsingen zich concentreren rond de zwaarst belaste vijzels. De hoge en middelste vijzel (rood en groen) brengen een grote kracht over. De lage vijzel wordt niet zo zwaar belast en de verplaatsingen daar zijn ook kleiner. Naar de teen van de zetting wordt geen verplaatsing gemeten.



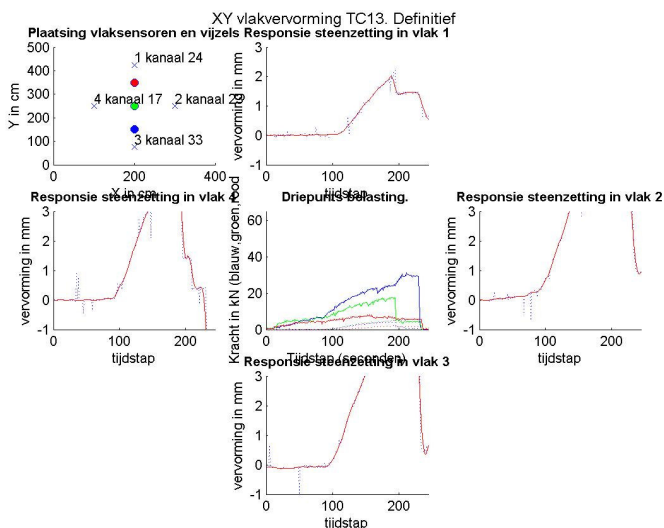
**Figuur 51: xy-meting TB16**

Bij deze meting wordt geconcludeerd dat er een meetfout is gemaakt. Na de sprong van de steen (wat in het algemeen met een flinke klap gebeurt) zakt de bovenste sensor (vlak 1, kanaal 24) weg. Waarschijnlijk is daar de sensoraanslag (of een ander element) verschoven.



Figuur 52: xy-meting TB7

Omdat TB7 een horizontaal meting is moet deze grafiek worden gedraaid. TB7 is net als TA11 een voorbeeld van een eenzijdig belast meetveld. Dat blijkt uit de flinke verplaatsing naar rechts en de kleine verplaatsing naar links. Dit is overeenkomstig de belasting: de rechter vijzel (blauw) wordt ook zwaarder belast.



Figuur 53: xy-meting TC13

De verplaatsingen bij proef TC13 zijn relatief groot. Ze passen niet op de schaal van de grafieken. Omdat dit een verticale driepuntsproef is moet uit de onderste deelgrafiek worden geconcludeerd dat er vervorming richting de teen optreedt.

De grootste vervormingen treden wel weer op bij de zwaarst belaste vijzel. Omdat de uitslag van deze meting een uitzondering vormt, is de schaal van de assen niet aangepast.

## 6.8 Presentatie krachtweg diagrammen

Van de proefdata zijn krachtweg diagrammen gemaakt. In deze paragraaf worden deze gepresenteerd. Ook hier zal een indeling worden gehanteerd naar locatie. De kleurstelling van de grafieken is gestandaardiseerd. De grafieken zijn gegroepeerd op enkelsteens, enkelsteens cyclisch, driesteens horizontaal en driesteens verticale proeven. Om het aantal grafieken te beperken zijn deze telkens in één grafiek weergegeven.

**Tabel 64: Kleurcodering krachtweg diagrammen**

	Blauw	Groen	Rood
Enkelsteens	Eerstgenoemde proef	Tweede proef	Derde proef
Driesteens	Vijzel A	Vijzel B	Vijzel C

Er zijn ook grafieken gemaakt op basis van de vervorming van de stenen om de treksteen heen. Deze geven soms een nieuw inzicht in het gedrag van de zetting. De stenen zullen niet springen of slippen, waardoor de vervormingen steeds terugkeren in de oorsprong van de grafiek. Omdat het beeld echter niet altijd bruikbaar is worden in deze sectie slechts de duidelijke grafieken beschreven. Voor de volledigheid zijn de overige grafieken wel getoond. Bij de beschrijving van de proeven in Bath zal de terminologie worden verduidelijkt.

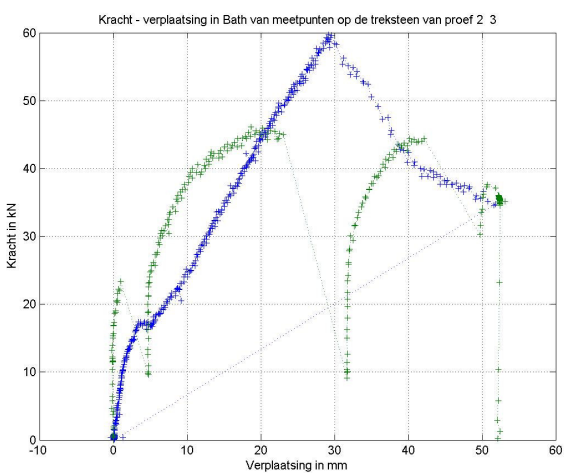
### 6.8.1 Bath

In deze paragraaf volgen de kracht – weg diagrammen die van de proeven in Bath zijn gedaan. In het algemeen moet bij deze grafieken worden bedacht dat:

Afbreekcriterium: 60 kN of 55mm.

Cyclische proef op 20 en 40 kN.

**Tabel 65: Krachtwegdiagrammen Bath**

Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Bath	
	<p>Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de hoge meetlijn (proef 2 en 3). Meting één is zonder verplaatsingssensor op de vijzel uitgevoerd. Hierdoor blijft de verplaatsing nul en is deze niet opgenomen. De tweede steen piekt hoog op 60 kN en verslapt dan. Bij 20 kN is een tijdelijk "vloei gedrag" zichtbaar. Steen drie loopt op tot 45 kN. De stijfheid neemt af naarmate de verplaatsing toeneemt. Vlak nadat ook deze steen vloei gedrag laat zien, springt deze. De zaagtand beweging die de grafiek laat zien is kenmerkend voor stenen die meerdere keren springen.</p>

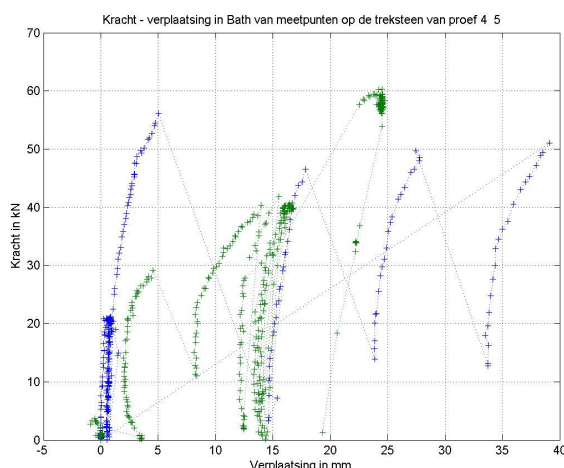
**Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Bath**


Diagram van cyclische enkelsteens proeven op de hoge meetlijn. Proef 4 lijkt zeer stijf te reageren. Tijdens de cyclische belasting tussen 5 en 20 kN lijkt er geen verplaatsing gemeten. Daarna wordt de belasting doorgezet. De krachten lopen op tot 55 kN en dan springt de steen vier keer. Steen 5 reageert ongeveer hetzelfde op de belasting als steen 4. De cyclische belasting vindt plaats tussen 5 en 50 kN, en dan heeft de steen al een keer gesprongen. Na deze sprongen vindt er vrijwel geen blijvende vervorming meer plaats. De negatieve vervorming die bij lage krachten wordt gemeten is een artefact uit de meetopstelling. Dit is later met een andere sensoropstelling opgelost. Deze problemen zijn alleen bij TA4 en TA5 opgetreden. Zie datavalidatie.

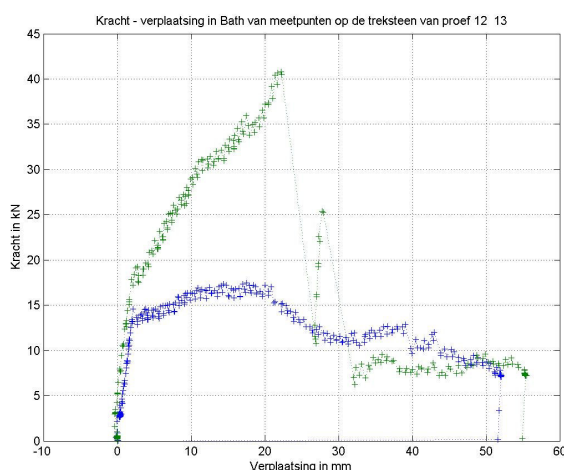


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Proef 12 is het toonbeeld van een slippende steen. Aanvankelijk reageert de steen even stijf als de voorgaande metingen, echter bij een belasting van 15 kN slijpt de steen. Vanaf dat moment loopt alleen de vervorming nog op. Proef 13 heeft een knik in het diagram ongeveer ter plaatse van de slip start van proef 12. Vanaf dat moment neemt de stijfheid van de steen af. Later springt de steen twee keer en slijpt vrijwel op gelijke wijze als steen 12 uit de zetting

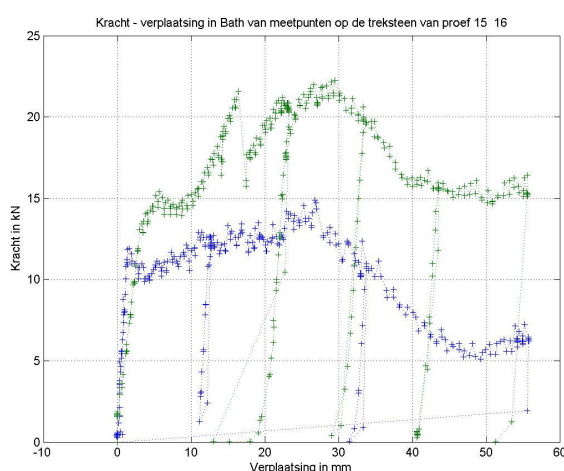
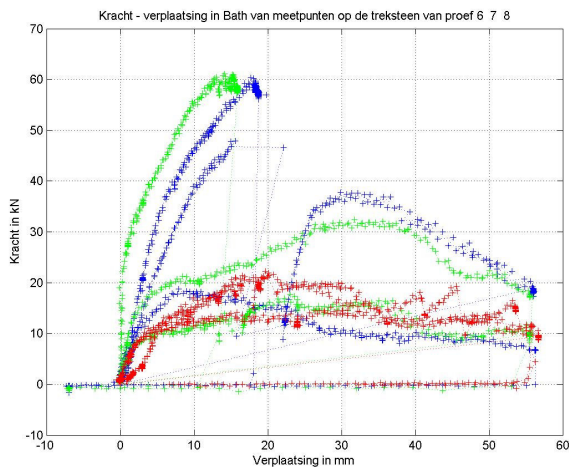
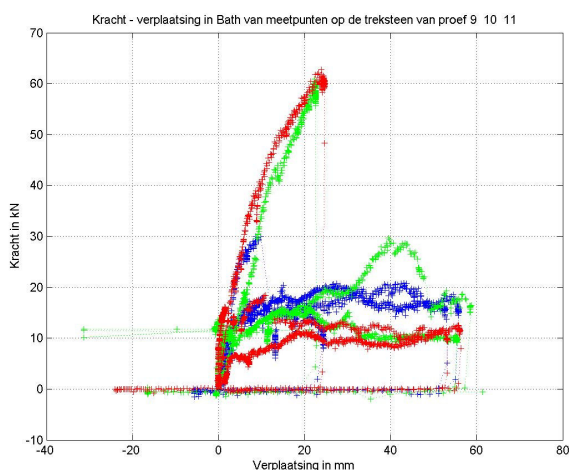


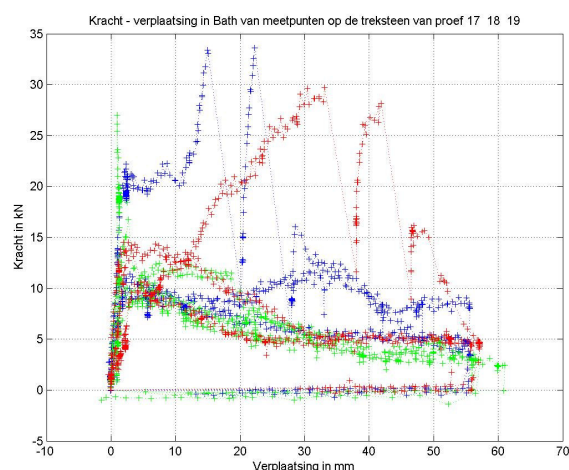
Diagram cyclische enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Geen van beiden haalt het belastingscriterium. Iedere 10 mm is verplaatsingsgestuurd een cyclisch karakter aangebracht. De stenen zakken enigszins terug na ontlasten maar herpakken daarna hetzelfde traject als voor ontlasten.

**Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Bath**


Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de hoge meetlijn: 6, 7 en 8. Hieruit blijkt dat de stenen allemaal rond dezelfde kracht slippen. Enkele stenen kunnen verder worden belast dan de slijpkracht en één zetting vervormt in het geheel niet plastisch (grafieklijn uiterst links, groen).



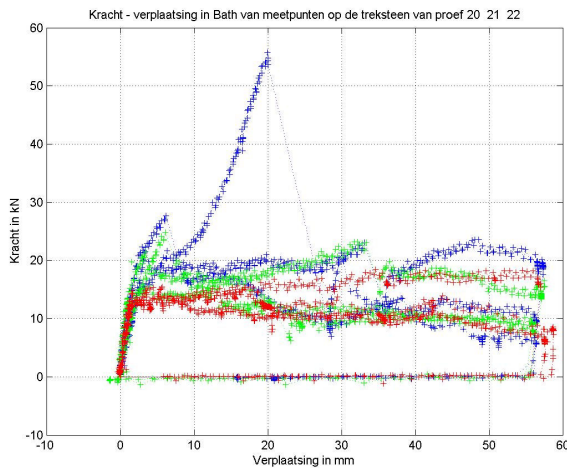
Grafieken van de driesteens verticale proeven op de hoge meetlijn: 9, 10 en 11. Het beeld van deze grafiek is goed te vergelijken met die uit de horizontale proeven die hierboven zijn beschreven. Bij deze proeven lijkt het alsof de bovenste stenen (blauw) bij 10 kN slippen en de bovenste stenen bij 17 kN (blauw).



Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de lage meetlijn: 17, 18 en 19. Opvallend aan deze meetserie is dat de slijpkrachten langzaam afnemen. Op de hoge meetlijn is dat minder evident. Voorts is het beeld rommelig, typeringen als zaagtanden en springen zijn niet snel van toepassing. Sommige stenen vertonen stijver gedrag naarmate de vervorming toeneemt.



**Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Bath**



Grafieken van de driesteens verticale proeven op de lage meetlijn: 20, 21 en 22. Het beeld van deze grafieken is wat minder chaotisch dan bij de horizontale proeven. Springende stenen zijn er niet. Wel lijkt het ook hier dat de slipkracht van de hoge stenen (rood) in beginsel lager is dan die van de lage stenen (blauw), resp. 17 en 13 kN. Het verschil is echter klein en later zelfs verwaarloosbaar.

**Naast de treksteen – Enkelsteens Bath**

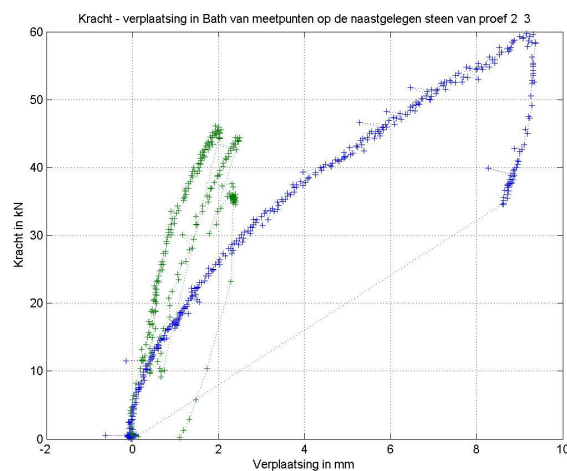


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de hoge meetlijn (proef 2 en 3). Hier is goed zichtbaar dat de stenen om de treksteen vrijwel alleen op de krachten reageren en niet slippen of springen. De grafieken lopen namelijk (bijna) volledig terug naar de oorsprong. De proeven verlopen vaak wel. Dit blijkt uit het feit dat er een zaagtand zichtbaar is: bij elastische belasting zouden de grafieken uit één lijn bestaan. Het gedrag is te beschrijven met het begrip hysteresis. Dit hoeft geen eigenschap van de zetting te zijn: het geweld dat vaak met de sprongen gepaard gaat kan ook een verschuiving van de sensoren veroorzaken. Hierdoor kan er na tijdens sprong van de treksteen een sensor op een naastgelegen steen wat verschuiven.

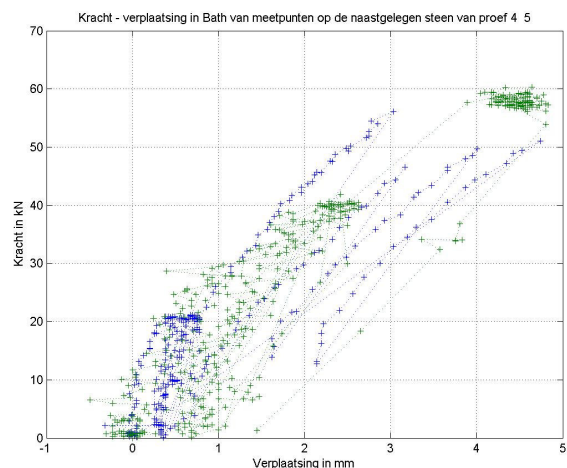


Diagram cyclische enkelsteens proeven op de hoge meetlijn. Ook hier is sprake van hysteresis. De plastische vervorming is ongeveer gelijk als hierboven (beide ongeveer 1 mm verschoven uit de oorsprong)

**Naast de treksteen – Enkelsteens Bath**

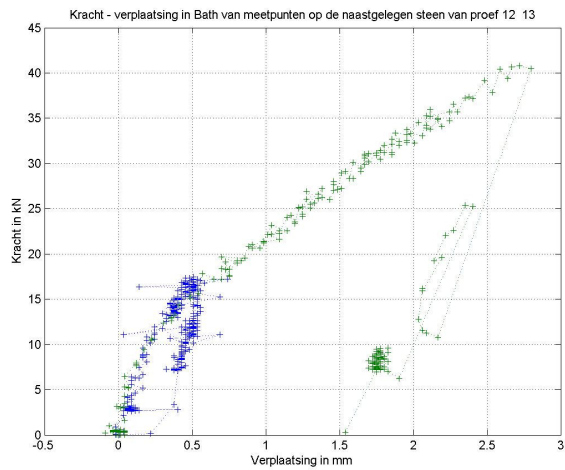


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Het beeld is vergelijkbaar met die op de hoge meetlijn.

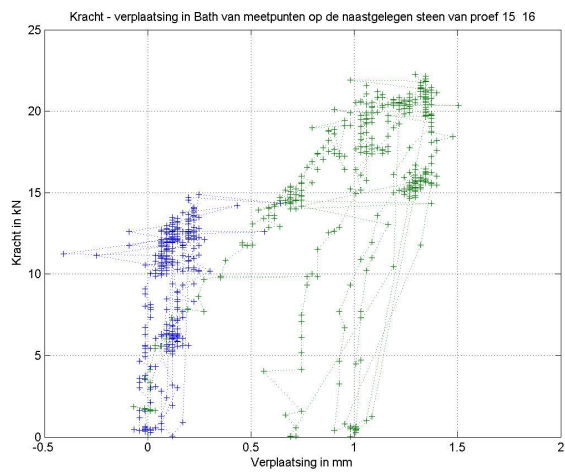
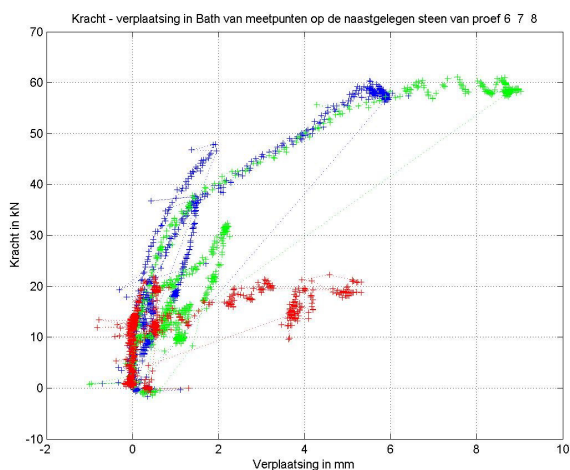


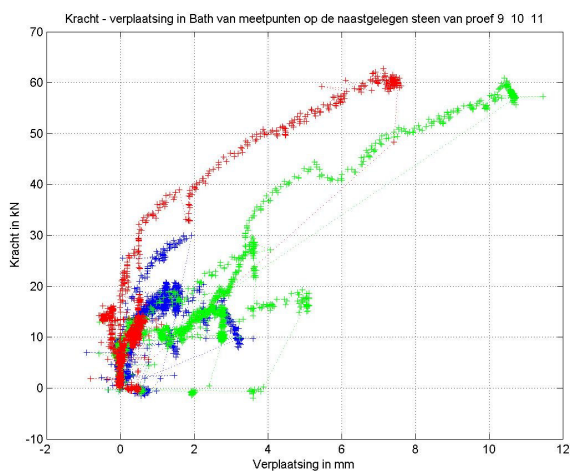
Diagram cyclische enkelsteens proeven op de lage meetlijn. De vervormingen zijn hier marginaal. In het vervolg zullen dit soort grafieken klein worden weergegeven.



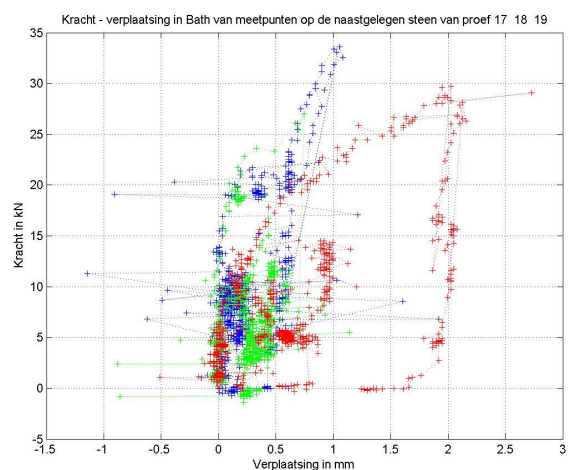
**Verplaatsing naast de treksteen – Driesteens Bath**



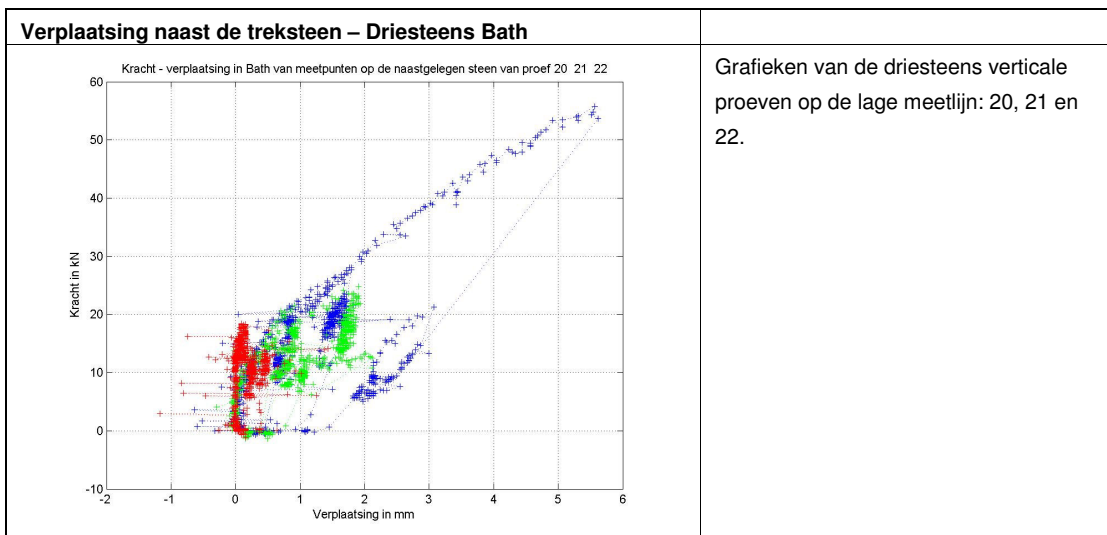
Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de hoge meetlijn: 6, 7 en 8. Hieruit blijkt dat de stenen goed terug vallen naar de oorsprong.



Grafieken van de driesteens verticale proeven op de hoge meetlijn: 9, 10 en 11. Het beeld van deze grafiek erg chaotisch. In het vervolg zullen deze grafieken klein worden weergegeven.



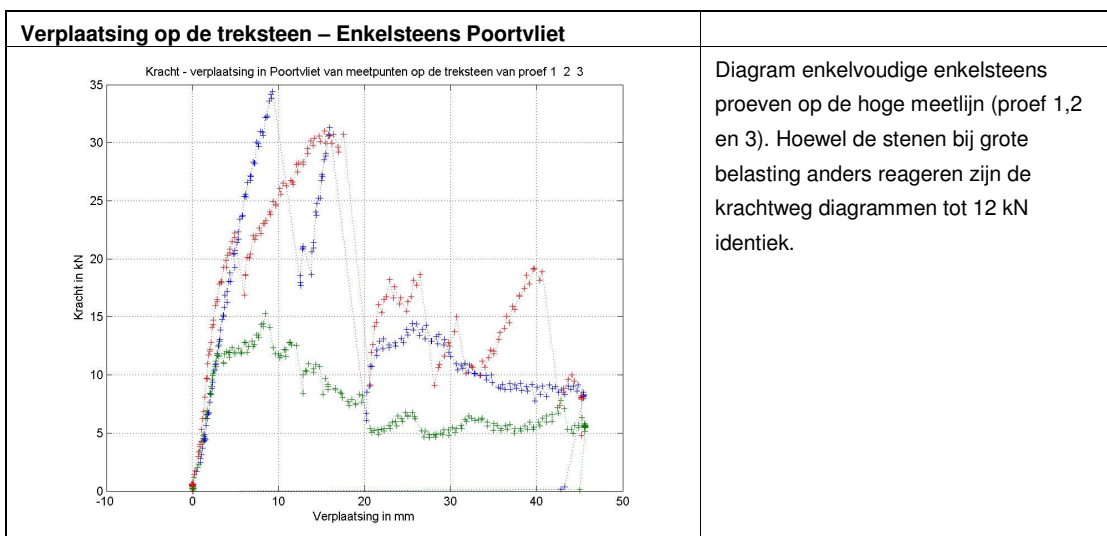
Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de lage meetlijn: 17, 18 en 19.



## 6.8.2 Poortvliet

In deze paragraaf volgen de kracht – weg diagrammen die van de proeven in Poortvliet zijn gedaan. In het algemeen moet bij deze grafieken worden bedacht dat:  
 Afbreekcriterium: 40 kN of 35 mm.  
 Cyclische proef op 10 en 20 kN.

Tabel 66: Krachtwegdiagrammen Poortvliet



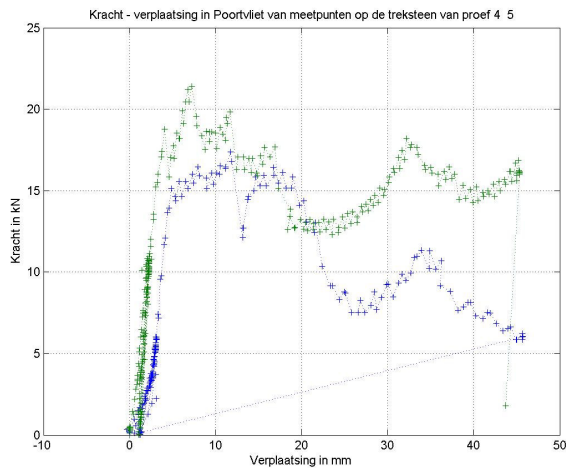
**Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Poortvliet**


Diagram van cyclische enkelsteens proeven op de hoge meetlijn. Ook deze stenen reageren vrijwel gelijk. Proef 4 (blauw) heeft wel een slappe aanloop, waarna de helling gelijk wordt aan die van proef 5. Per saldo zijn dit dus goed vergelijkbare stenen. De stenen slippen bij een kracht van 10 en 15 kN.

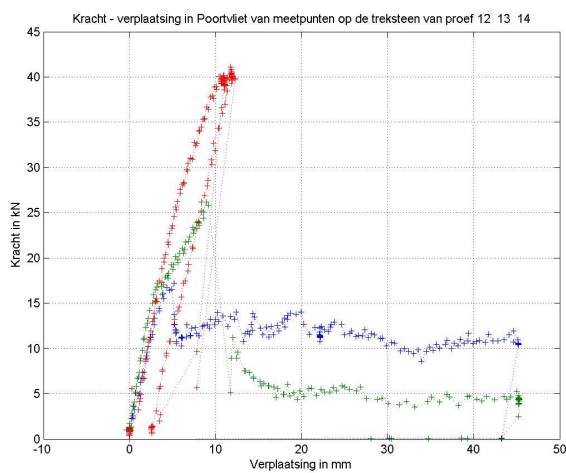


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Wederom een aantal goed vergelijkbare proeven. Proef 14 (rood) kan tot het belastingscriterium worden belast. De stijfheid van de stenen is tot 15 kN vrijwel identiek. De slijpkracht van de 13<sup>e</sup> proef is erg klein, 5 kN. Proef 12 (groen) slijpt bij 12 kN maar heeft een piek van 17 kN.

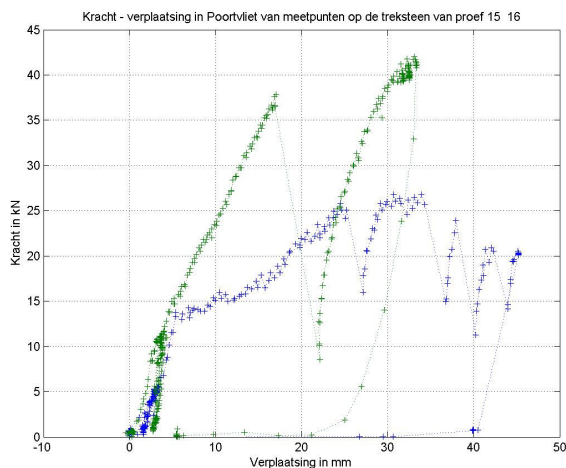
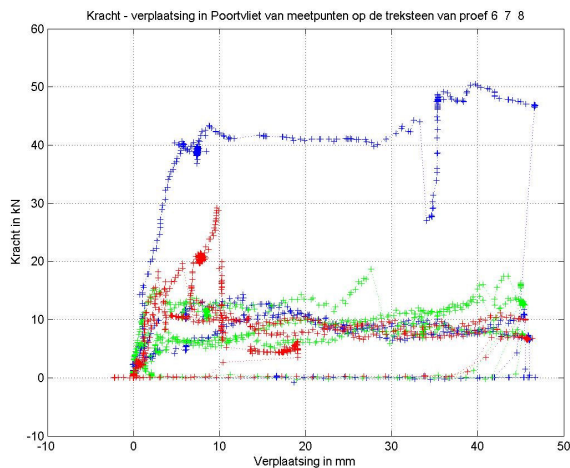
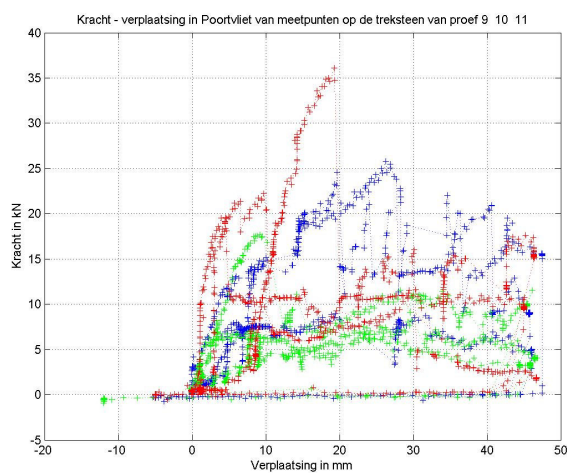


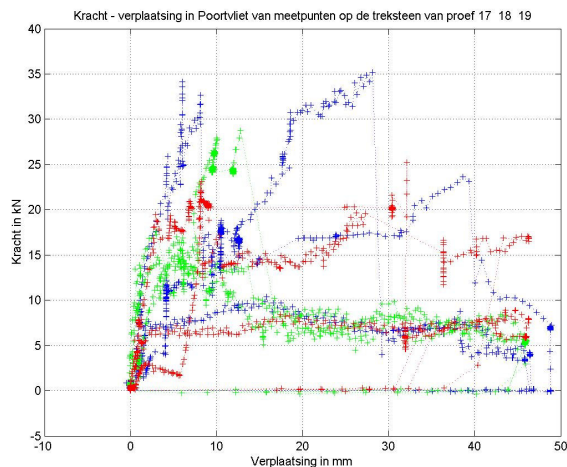
Diagram cyclische enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Deze proeven laten beide een (flauwe) zaagtand beweging zien.

**Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Poortvliet**


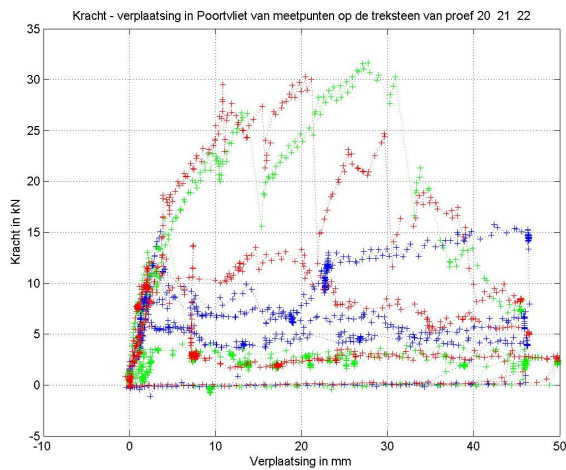
Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de hoge meetlijn: 6, 7 en 8. Deze grafiek geeft een chaotisch beeld. Het is echter zinnig op te merken dat de meeste stenen wel duidelijk slippen bij ongeveer 8 kN. De bovenste lijn is van een steen die eerst tot het belastingscriterium is belast. Later schiet deze in kracht een beetje terug als een andere steen springt. Daarna is de steen doorbelast.



Grafieken van de driesteens verticale proeven op de hoge meetlijn: 9, 10 en 11. Deze grafiek is erg chaotisch. Er is geen duidelijke startstijfheid te zien (alle hellingen zijn verschillend) en de krachten die de stenen halen, zowel maximaal als slippend, zijn zeer uiteenlopend. Wel is te zien dat de hoge stenen (rood) iets minder scoren dan de lage stenen (blauw).



Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de lage meetlijn: 17, 18 en 19. In deze grafiek is een iets consistentere stijfheid te zien. Ook een slijkkracht van 7 kN is voor veel stenen van toepassing.

**Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Poortvliet**


Grafieken van de driesteens verticale proeven op de lage meetlijn: 20, 21 en 22. De prestaties van de stenen uit deze serie zijn zeer matig. Enkele halen maximaal 5 à 10 kN en slippen dan bij 2 kN uit de zetting. Andere stenen bouwen kracht op tot 30 kN. De aanvangsstijfheden zijn voor alle stenen ongeveer gelijk.

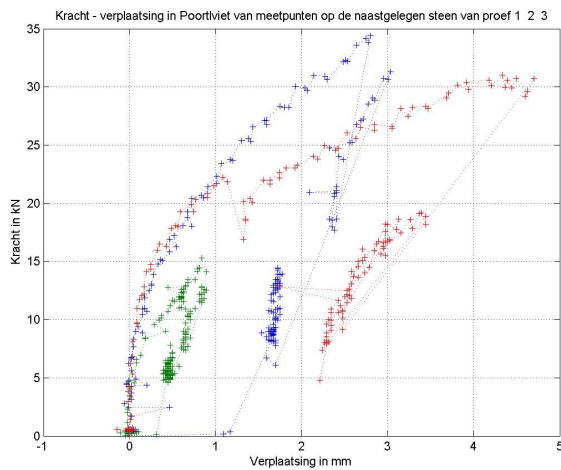
**Verplaatsing naast de treksteen – Enkelsteens Poortvliet**


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de hoge meetlijn (proef 1, 2 en 3).

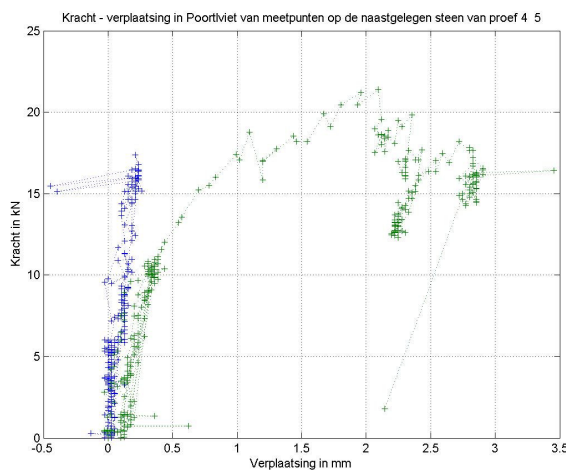


Diagram cyclische enkelsteens proeven op de hoge meetlijn.

**Verplaatsing naast de treksteen – Enkelsteens Poortvliet**

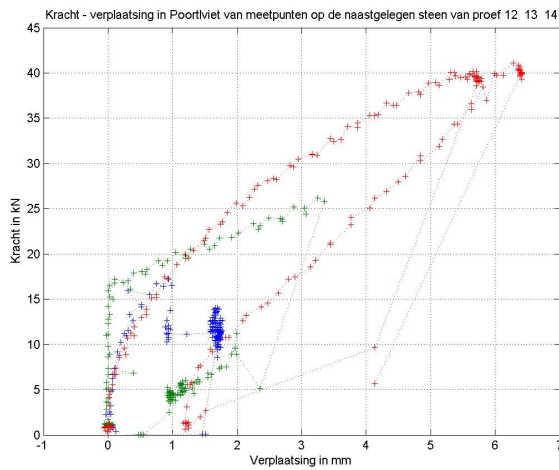


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de lage meetlijn.

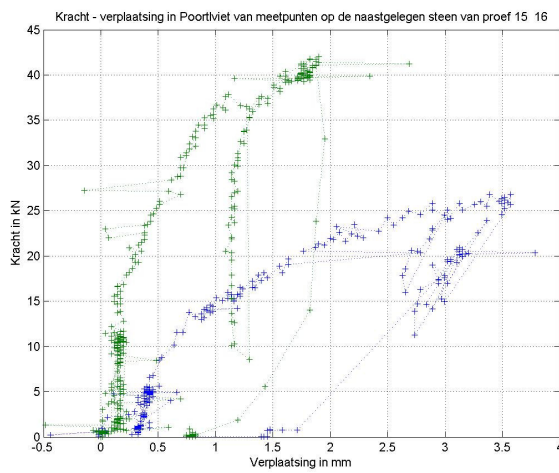
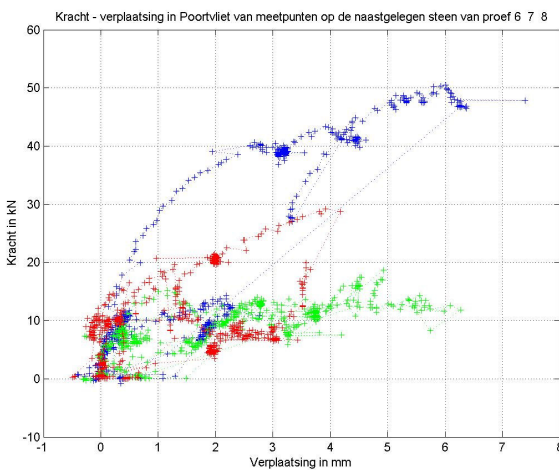


Diagram cyclische enkelsteens proeven op de lage meetlijn.

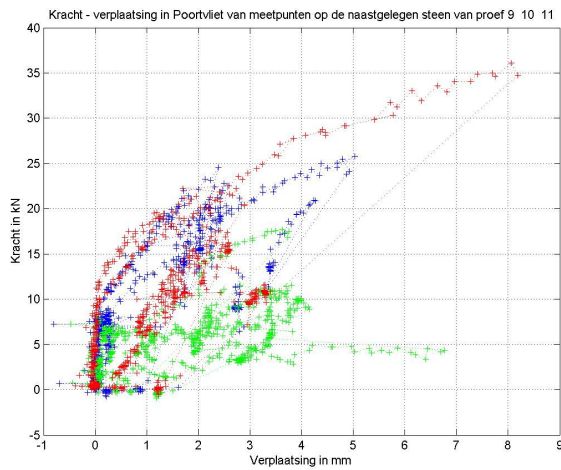
**Verplaatsing naast de treksteen – Driesteens Poortvliet**



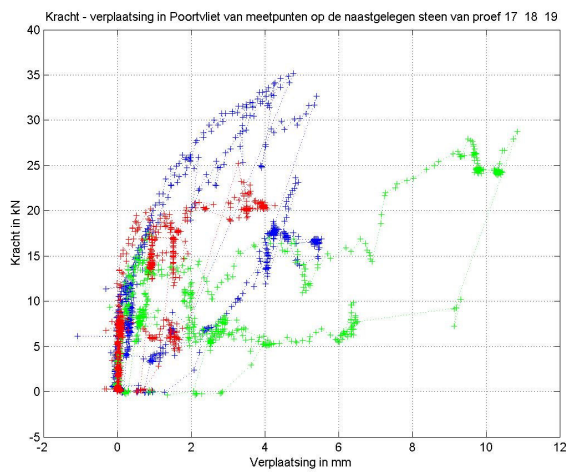
Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de hoge meetlijn: 6, 7 en 8.



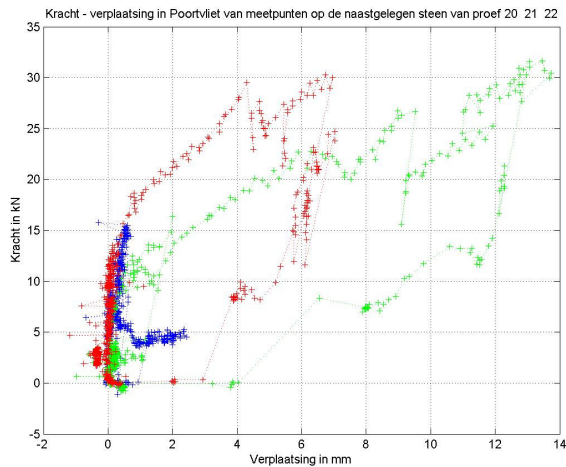
**Verplaatsing naast de treksteen – Driesteens Poortvliet**



Grafieken van de driesteens verticale proeven op de hoge meetlijn: 9, 10 en 11.



Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de lage meetlijn: 17, 18 en 19.



Grafieken van de driesteens verticale proeven op de lage meetlijn: 20, 21 en 22.

### 6.8.3 De Sluis

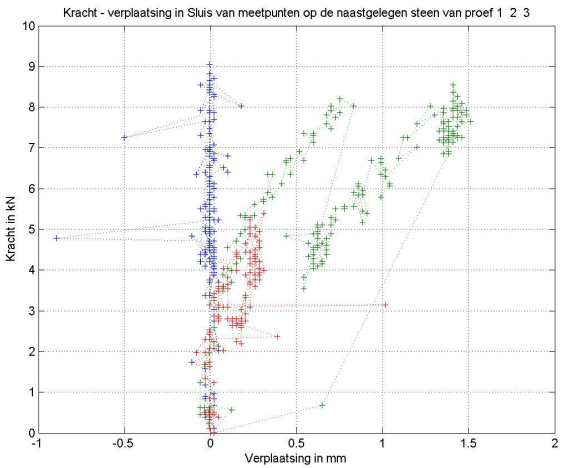
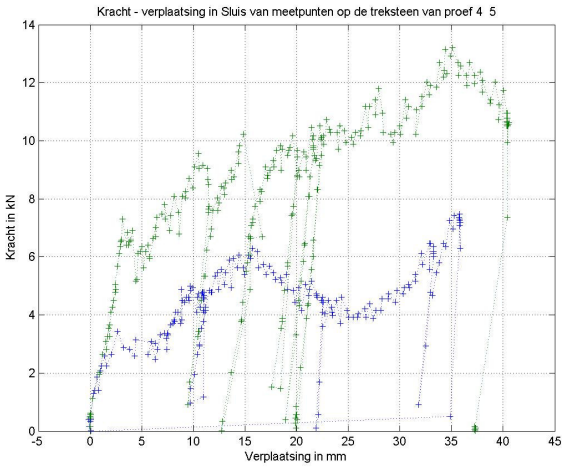
In deze paragraaf volgen de kracht – weg diagrammen die van de proeven in de Sluis zijn gedaan. In het algemeen moet bij deze grafieken worden bedacht dat:

Afbreekcriterium: 40 kN of 35 mm.

Cyclische proef op 10 en 20 kN.

In Sluis is een aangepast meetserie gedaan in verband met de korte zetting (zowel van teen tot berm als in aanstichting). Hierdoor is er maar op één meetlijn gewerkt aan kleiner aantal proeven.

**Tabel 67: Krachtwegdiagrammen De Sluis**

Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Sluis	
	<p>Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven (proef 1,2 en 3). Opvallend is de lage kracht die door de stenen wordt opgebouwd. Maximaal wordt er 10 kN geregistreerd. Wel zijn de eerste twee proeven opvallend gelijk. De derde proef slijpt al bij 2 kN en brengt maximaal 5 kN aan kracht over. In eerste instantie lijken de stijfheden gelijk (tot 2 kN en tot 8 kN).</p>
	<p>Diagram van cyclische enkelsteens proeven: 4 en 5. Deze proeven moeten tot 35% van het belastingscriterium lopen. Geen van beide proeven haalt deze last echter direct. Er is verplaatsingsgestuurd toch een cyclus aangebracht, en bij 20 mm vervorming blijkt proef 5 toch de belasting te halen.</p>



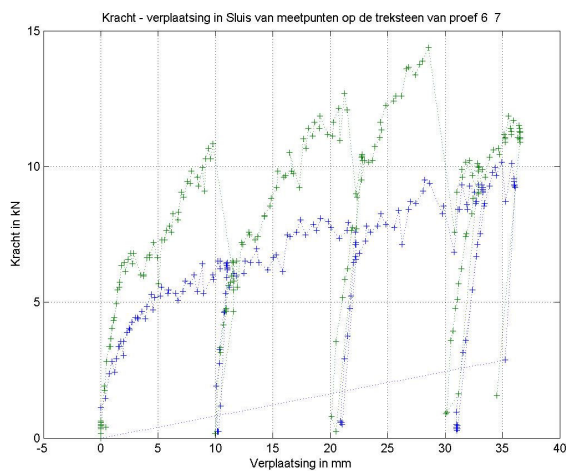
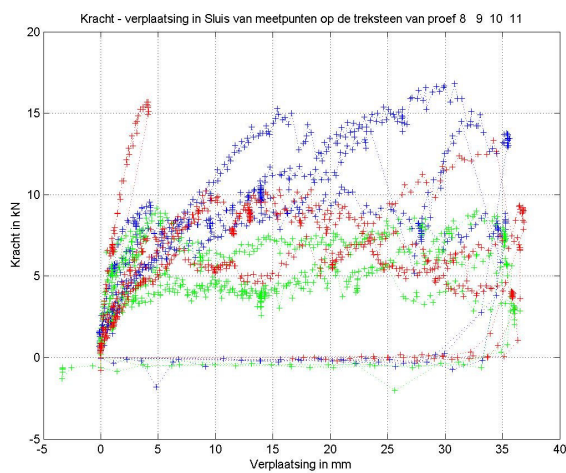
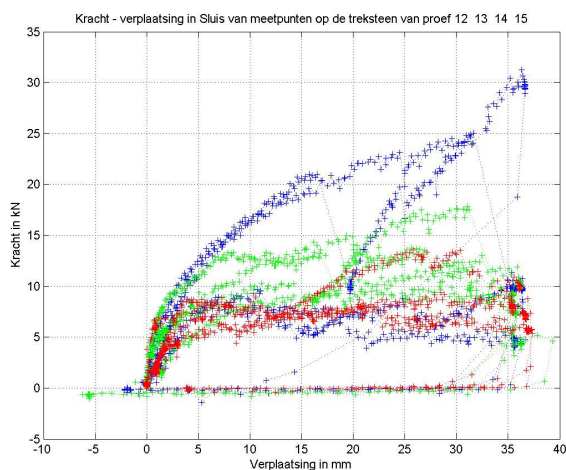
**Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Sluis**


Diagram van cyclische enkelsteens proeven: 6 en 7. Deze proeven moeten tot 65% van het belastingscriterium lopen. Ook hier worden de cyclische criteria niet gehaald. De startstijfheden zijn niet gelijk.

**Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Sluis**


Grafieken van de driesteens horizontale proeven 8, 9, 10 en 11. Het beeld van deze grafiek is regelmatig met een grote spreiding. De stenen springen niet en slippen uit de zetting met een kracht tussen de 4 en 10 kN.



Het beeld van deze grafiek is vergelijkbaar met de horizontale proeven. Er zijn twee uitschieters, maar de andere stenen slippen direct met een kracht tussen de 5 en 10 kN uit de zetting. Hoewel er twee pieken zitten in de lage metingen (blauw) zijn in eerste instantie drie van de vier even sterk als de hoge stenen (rood).

**Verplaatsing naast de treksteen - Enkelsteens en driesteens Sluis**

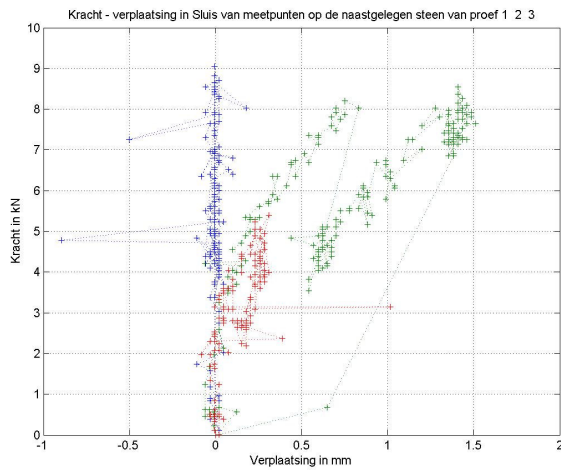


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven (proef 1, 2 en 3).

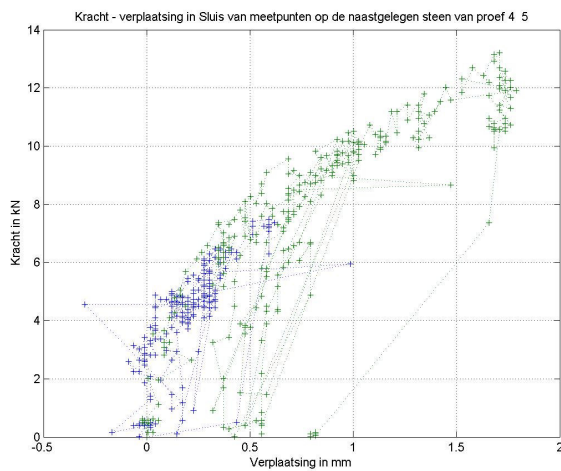


Diagram van cyclische enkelsteens proeven: 4 en 5.

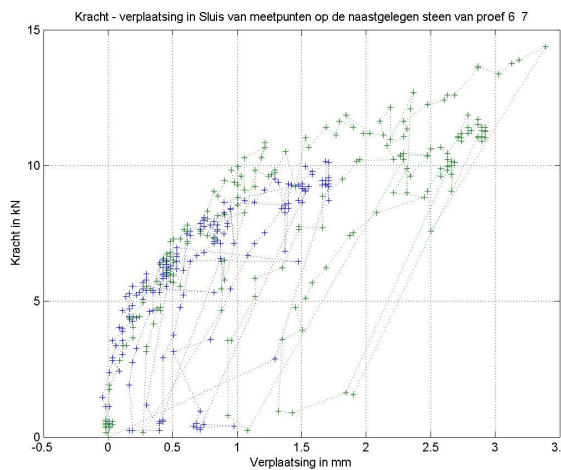
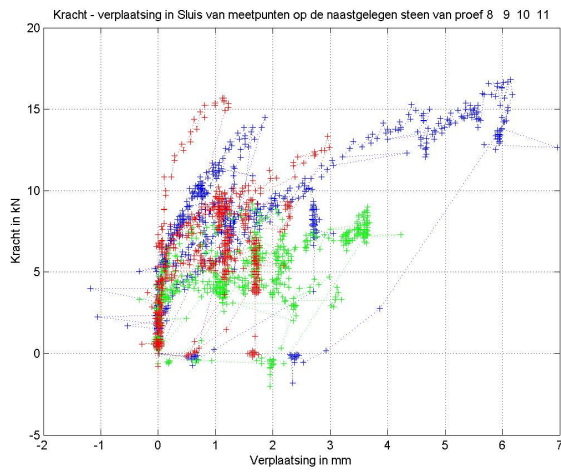
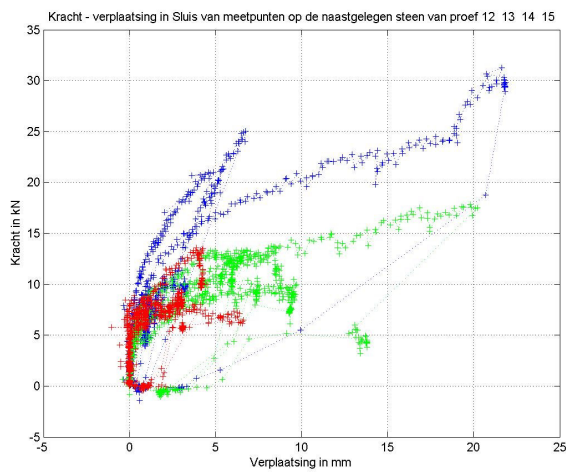


Diagram van cyclische enkelsteens proeven: 6 en 7.

**Verplaatsing naast de treksteen - Enkelsteens en driesteens Sluis**



Grafieken van de driesteens horizontale proeven 8, 9, 10 en 11.



Grafieken van de driesteens verticale proeven: 12, 13, 14 en 15.

## 6.9 Overzicht maximale waarden

In het onderstaande overzicht worden de belangrijkste resultaten van de trekproeven in tabelvorm aangeboden. De spring- en slijpkrachten zijn per steen af te lezen en de verticale proeven zijn ook verdeeld in hoge en lage proeven. De kleurcoderingen komen overeen met die uit paragraaf 6.5. Bij de driesteens proeven zijn de kleuren ook gelijk aan de uit de voorgaande paragraaf.

Tabel 68: Overzicht resultaten trekproeven Bath

Volgnummer	Proefcode	Sterkte			Slijpkracht			Springkracht			Sterkte Hoge steen	Sterkte Lage steen
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
(-)	(-)	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelA
1	TA1		25			20						
2	TA2		60									
3	TA3		45					40				
4	TA4		60					55				
5	TA5		60									
6	TA6	15	18	50	15	15				50		
7	TA7	20	60	60	20							
8	TA8	21	18	34	12		8					
9	TA9	11	16	20	11	16	18				11	20
10	TA10	19	21	30	12						19	30
11	TA11	60	60	30			10				60	30
12	TA12		18			10						
13	TA13		40			8		40				
14	TA14											
15	TA15		15			8						
16	TA16		22			20						
17	TA17	13	15	10	6	4	6					
18	TA18	11	28	34	4	5				34		
19	TA19	30	10	10		5	8	30				
20	TA20	15	25	27	10	15	21		25	28	15	27
21	TA21	15	15	55	8	8	10			55	15	55
22	TA22	18	20	20	15	10	10				18	20

**Tabel 69: Overzicht resultaten trekproeven Poortvliet**

Volgnummer	Proefcode	Sterkte			Slipkracht			Springkracht			Sterkte Hoge steen	Sterkte Lage steen
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
(-)	(-)	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelA
23	TB1			35			10			35		
24	TB2			15			7					
25	TB3			32						32		
26	TB4			17								
27	TB5			20			15					
28	TB6	18	14	14	8		14	18				
29	TB7	30	16	50	5			30		45		
30	TB8	17	10	12	10	8	10	17				
31	TB9	22	8	25	3	5		22	25		22	8
32	TB10	18	17	26		10		15	17	26	18	26
33	TB11	37	7	8	10	5	6	37		8	37	8
34	TB12		17			13						
35	TB13		26			5			26			
36	TB14		40									
37	TB15		27						27			
38	TB16		43						38			
39	TB17	20	15	36	15	8	5			36		
40	TB18	8	18	10	8	8	8		18			
41	TB19	25	30	35	6	6						
42	TB20	14	15	15	3	3					14	15
43	TB21	30	32	9			5	30	3		30	13
44	TB22	14	4	8	6	3	6				14	8

**Tabel 70: Overzicht resultaten trekproeven De Sluis**

Volgnummer	Proefcode	Sterkte			Slipkracht			Springkracht			Sterkte Hoge steen	Sterkte Lage steen
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
(-)	(-)	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelB	VijzelA	VijzelC	VijzelA
45	TC1		10			5						
46	TC2		8			8						
47	TC3		6			5						
48	TC4		8			5						
49	TC5		12			10						
50	TC6		10			8						
51	TC7		13			10		13				
52	TC8	10	6	14	6	6				12		
53	TC9	29	10	10		10	10	30				
54	TC10	14	6	10	10	5	10	12				
55	TC11	7	9	17	7	8	15					
56	TC12	8	12	25	8	12				25	8	28
57	TC13	7	16	32	6				16		7	32
58	TC14	15	10	11		8	7				15	12
59	TC15	9	13	9	8	11	8				10	9

## 7 RESULTATEN SCHUIFPROEVEN

In dit hoofdstuk worden de schuifproeven beschreven en worden de meetgegevens gepresenteerd in grafieken en tabellen. De meetgegevens worden geanalyseerd in hoofdstuk 9.

### 7.1 Typerend proefverloop en beschrijving waargenomen gedrag

Bij de uitvoering schuifproeven is veel zorg besteed ook het creëren van redelijkerwijs onverstoorde gaten in de bekleding en in het maken van de rand waarop de druk gelijkmatig kan worden aangebracht.

Tijdens de proeven worden de randen belast, waarbij aan de meetzijde de rand was gevuld met beton en aan de contrazijde met grind. Drukopbouw blijkt goed mogelijk en ook kon bij het aflaten van de krachten vervorming worden gemeten. Bij de meting van de verplaatsingen is middels filtering gebruik gemaakt van de aanzienlijk grotere meetnauwkeurigheid van de LVDT's. Feitelijk blijkt het mogelijk verplaatsingen tot 0.1 mm significant te meten. Dat komt zeer goed van pas omdat de optredende verplaatsingen klein waren. Het aanbrengen van meer druk is niet in alle gevallen een goede oplossing geweest omdat de bekleding bij het aanbrengen van de maximale druk in het vlak van de bekleding ook in lichte mate instabiel wordt en ook verticaal beweegt.

Ook de spreiding van de verplaatsing kan worden gemeten. De proeven verlopen kwalitatief geheel volgens de verwachting. In kwantitatieve zin is het opvallend dat er geen grotere invloedslengte kon worden vastgesteld dan circa 1.5 m.

### 7.2 Inleiding op presentatieformaat

De resultaten van de meting zijn eerst van ascii bestanden naar spreadsheet bestanden omgezet. Dit formaat is inzichtelijker en tevens met Matlab te verwerken. In een andere spreadsheet zijn de plaatsingsgegevens van de sensoren in onthogonale  $x$ - $y$  coördinaten opgenomen. Samen zijn dan alle gegevens beschikbaar voor verdere verwerking.

De verwerking van de meetgegevens wordt voor het grootste deel met het programma Matlab gedaan. Dit programma biedt de mogelijkheid volledig aanpasbare grafieken te maken en de data in spreadsheet formaat te lezen en schrijven. Voorts kunnen de grafieken per tijdstap worden gemaakt en als figuur worden opgeslagen. Dit gehele proces kan dan worden geautomatiseerd met scripts.

De volgende stappen m.b.v. scripts uitgevoerd:

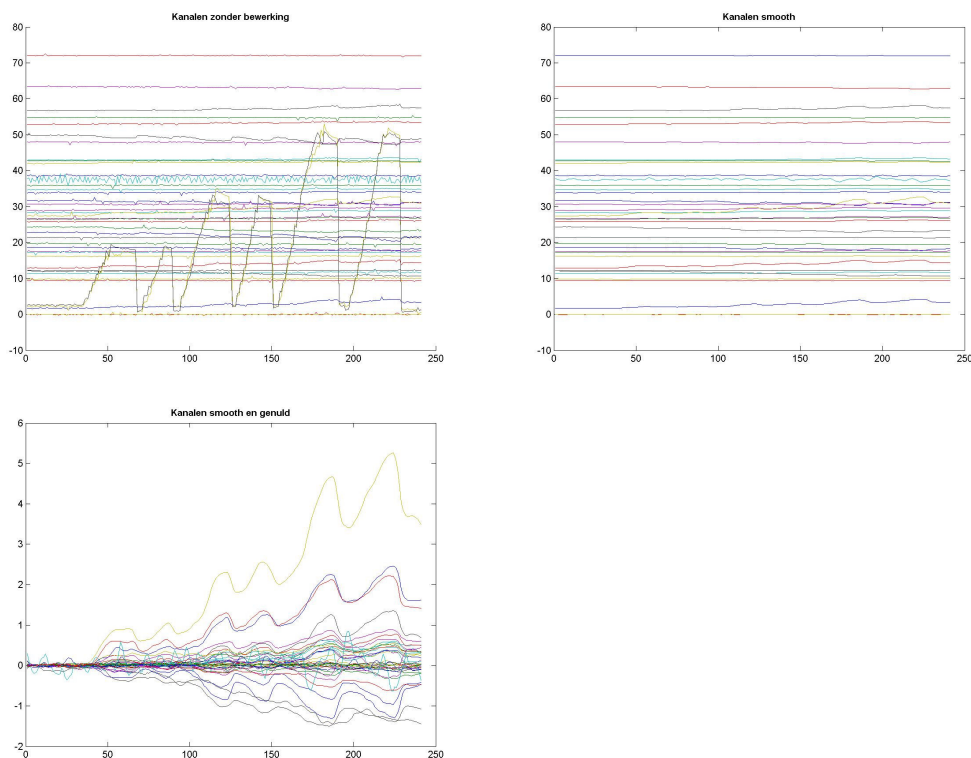
- inlezen van ruwe meetgegevens en sensorlocatie;
- maken van grafieken met krachten en verzorgingsgebieden per tijdstap. Alle bewerkingen worden via een overkoepelend script aangeroepen;
- maken van krachtweg diagrammen.

De bewerking is goeddeels te vergelijken met die van de trekproeven. Er zijn echter twee belangrijke verschillen.

De interpolatie van de vervormingen is hier lineair i.p.v. derdegraads. Zo wordt voorkomen dat de interpolatie doorschietende maxima berekent. Bij een hogere orde interpolatie kunnen de pieken en dalen hoger liggen dan de meetpunten. Dat is bij deze metingen theoretisch niet te verwachten.

Ten tweede zijn alle gegevens gefilterd. Hierdoor is de elektronische ruis niet meer van invloed op de nauwkeurigheid van de metingen. Dit is noodzakelijk omdat de verplaatsingen veel kleiner zijn dan bij de trekproeven.

Om de resultaten van de filtering te verduidelijken zijn de volgende grafieken opgenomen:



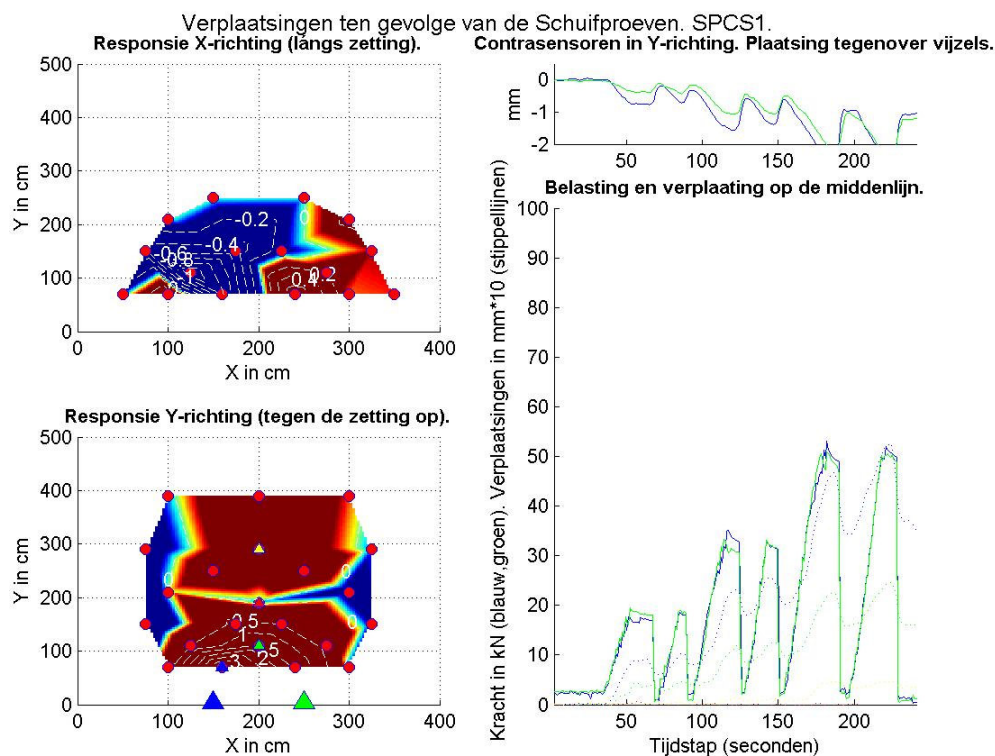
**Figuur 54: Ongefilterde data (lb), gefilterde data (zonder belasting, rb) en de gefilterde data die is genuld (ro). Alle grafieken van proef SPCS1**

Het grootste nadeel van de filtering is dat de scherpe reactie van de zetting op bijvoorbeeld het aflaten van de kracht wordt vertraagd.

De belangrijkste grafiek die wordt gemaakt (stap 2) reproduceert als het ware de meting. Vervormingen en krachten zijn afleesbaar en er is geen informatie weggefilterd. Omdat er veel in deze grafiek is af te lezen worden de verschillende onderdelen hieronder beschreven.

Voor de grafieken bij de schuifproeven zijn de verplaatsingsmetingen gefilterd. De krachtmeting is ongefilterd weergegeven. Dit heeft tot gevolg dat de verplaatsingen ongeveer 8 tijdstappen naijlen op de belasting. Dit fenomeen manifesteert zich als de grafieken achter elkaar worden bekeken: bij de krachtaflating tijdens de proefneming lijken de verplaatsingen dan niet direct te reageren. Bij de trekproeven is de data ongefilterd gebruikt en is de responsie wel direct.



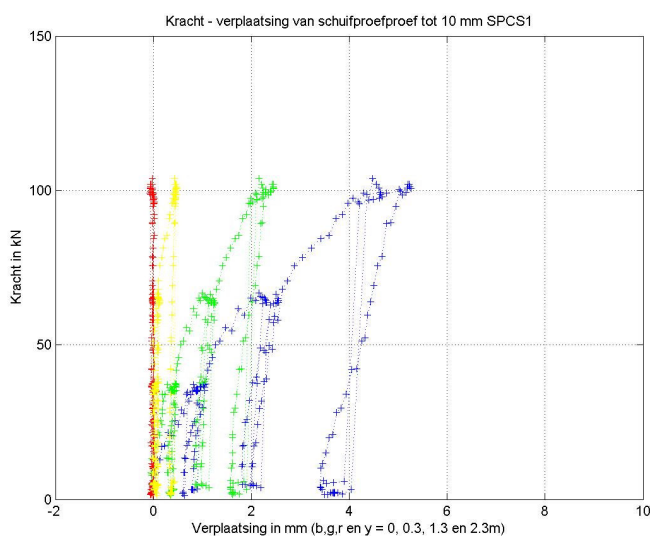
**Tabel 71: Toelichting op presentatie formaat meetgegevens**


<p><b>Titelgebied.</b> Hier is de meetcode (bijvoorbeeld SPCS1) af te lezen.</p>	
<p><b>Langsmeting.</b> Drie dimensionale weergave van de vervorming van de steenzetting in de langsrichting. De sensoren zijn dwangpunten die met rode stippen zijn aangegeven. Daardoorheen wordt een eerstegraads functie getekend door Matlab. Deze grafiek is gebaseerd op de meting tijdens één tijdinterval. Rood betekent een verplaatsing &gt;0,1 mm naar rechts (+x), blauw naar links (-x).</p>	<p><b>Contrasensoren.</b> De grafiek met de contrasensoren (contrasensoren niet getoond In figuren links).</p>
<p><b>Haakse meting.</b> In deze grafiek is op dezelfde wijze als hierboven de verplaatsing in de y-richting weer gegeven. Dit zijn de verplaatsingen in de richting van de kracht, in de richting van het talud. Rood is een verplaatsing &gt;0,1 naar boven (+y), blauw is naar beneden (-y)</p> <p>De kleurcoderingen van de sensoren komen overeen met die in de grafiek rechts (kracht en verplaatsingssensor)</p> <p>Let op 1: de schaal van beide assen is niet gelijk.</p> <p>Let op 2: de plaats van de vijzels is indicatief</p>	<p><b>Belasting.</b> Hier zijn de krachten af te lezen en de maximale verplaatsingen. Hiervoor is ofwel de vervorming van de sensoren op 0, 1, 2 en 3 meter van de belaste rand weergegeven. De kleuren komen overeen met die in de grafiek linksonder (resp. rood, groen, blauw en geel voor de verplaatsingen en blauw en groen voor de krachten)</p> <p>De grafiek loopt niet verder dan de tijdstap waarop de twee linker grafieken gelden.</p>

Het is belangrijk op te merken dat de kleurgradatie in de figuren plaatsvindt bij waarden tussen -0,1 en 0,1 mm. Als de verplaatsingen veel groter zijn dan zijn deze overgangen erg scherp. Deze grenswaarden zijn gekozen om duidelijk te maken waar de significante metingen zijn gedaan. In het gebied van de kleurgradaties is de meetapparatuur feitelijk niet betrouwbaar.

Voor de brede proeven is belast tussen  $x=100$  en 300 cm, voor de smalle proeven is belast tussen 150 en 250 cm.

De krachtweg grafieken zijn gebaseerd op de metingen op dezelfde sensoren als in de rechter grafiek hierboven. Dit levert het volgende type figuur op.



**Figuur 55: Kracht verplaatsingsdiagram SPCS1**

Omdat de verplaatsingen vaak klein zijn is ook een grafiek gemaakt die een x-as tot 3 mm heeft.

## 7.3 Weersomstandigheden

### 7.3.1 Tijdens de proefnemingen

In de onderstaande tabel zijn de weersomstandigheden tijdens de metingen weergegeven. Het betreft gegevens verkregen door eigen waarnemingen.

**Tabel 72: Weersomstandigheden tijdens de Schuifproeven**

	Bath	Poortvliet	Sluis
Datum en tijd	23-05-2006	17-05-2006	22-05-2006
Wind	4 west, tijdens buien meer (5)	2	4 Bft, tijdens buien 5 Bft. West
Temperatuur	20	20	20
Neerslag	zon afwisselend met harde onweer/hagel buien	Zonnig maar heilig	70% bewolkt, zon afwisselend met harde onweer/hagel buien
Zicht	Goed tijdens zonuren (50%)	Goed	Goed
Golfhoogte	30 cm	geen	geen

### 7.3.2 Stormschade

Tijdens de proefnemingen is steeds een aantal waarnemingen over het weer geregistreerd. De schuifproeven zijn binnen acht dagen volledig afgerond. Na vier dagen stak er een harde wind op die grote golven en schade aan de dijk heeft veroorzaakt. Om het verloop van de proeven en de omstandigheden weer te geven is de volgende tabel gemaakt. Deze gegevens zijn uit de online database van het KNMI gehaald van weerstation Vlissingen.

**Tabel 73: Weersomstandigheden gedurende de gehele meetweek van de schuifproeven**

Datum	Wind		Regen		Actie
	[m/s]	[Bft]	[mm]	[uren]	
15-5-2006	5,3	3,0	0,1	0,3	Uitzetten ankerplaatsen op zetting en aanbrengen hoeklijn om zetting te fixeren in Poortvliet en Bath (alleen hoge meetlijn)
16-5-2006	5,2	3,0	0,0	0,0	Opbouw proeven in Poortvliet. Ombouwen meetkar.
17-5-2006	4,8	3,0	9,3	2,7	Opbouw proeven in Bath. Metingen in Poortvliet af. Bezoek van Ad Beaufort (WZE), Yvo Provoost en Ruud Bosters (RWS – projectbureau Zeeweringen)
18-5-2006	9,2	5,0	4,2	1,1	Opbouw proeven in Sluis. Uitzetten meetpunten.
19-5-2006	13,2	6,0	6,6	4,2	Stormschade in Poortvliet. Start dichtzetten. Bovenste gaten dicht. Sluis goed dichtgezet, Bath geeft geen problemen
20-5-2006	13,5	6,0	9,0	5,7	Weekend
21-5-2006	8,5	5,0	5,7	3,0	Weekend
22-5-2006	11,8	6,0	1,4	1,0	Meetkar omrijden. Metingen in Sluis af. Poortvliet verder dicht door steenzetter, nog één gat open; verder gewerkt in Sluis
23-5-2006	7,7	4,0	10,9	7,0	Alsnog 30 m <sup>2</sup> steen weggeslagen in Poortvliet. Steenzetter aan het werk met collega. Grind aangevoerd in Poortvliet en Sluis. Metingen in Bath af.
24-5-2006	10,7	5,0	17,1	6,6	Steenzetter maakt laatste gaten in Sluis dicht en start in Bath. Meetapparatuur afgebouwd en op transport gesteld. Materiaal uit zetlaag verzameld voor zeefanalyse op alle locaties. Kwaliteit monsternamen Poortvliet onzeker door grote hoeveelheid toegevoegd materiaal i.v.m. herstel schade.
25 t/m 28-5-2006		< 5,0			Weekend Hemelvaartsdag
29-5-2006					Laatste gat in Bath gedicht.

Zoals in de tabel is weergegeven is de zetting in Poortvliet behoorlijk beschadigd geraakt. Gelukkig waren de metingen daar de dag vóór de weeromslag afgerond. De proefnemingen zijn dus niet in gevaar gekomen. De zetting in Poortvliet is van donderdag op vrijdag beschadigd geraakt aan de hoogste meetlijn, en de week erop van maandag op dinsdag nog eens aan de lage meetlijn. Vanaf dat moment is er extra steenzetter capaciteit ingezet.

In Sluis zijn de problemen kleiner. Door een zandplaat en een wat gunstiger invalshoek was de golfaanval hier gematigder. Evenwel zijn ook in Sluis problemen ontstaan met de proeven.

De stabiliteit van de zetting liep minder gevaar, maar de kwaliteit van de proefsleuven werd aangetast door de golfwerking. Op de lange duur zijn twee proeven (SPCS1 en SPCS2) onderspoeld geraakt, waardoor een oppervlakte van 3 m<sup>2</sup> (schatting) zetting verstoord is geraakt. Op sommige delen was het filterdoek onder de granulaire laag zichtbaar.

De schade trad op aan de benedenwindse zijde van de proef. Opvallend is ook dat de brede proefgaten wél heel blijven, terwijl de smalle proefgaten onderspoelen. Uiteindelijk is één van de twee ondermijnde proeven ingezakt en onbruikbaar geraakt voor de metingen. De andere is beproefd, maar met de kanttekening dat het geen onverstoord proefveld meer betrof.

In Bath zijn geen problemen ontstaan met de zetting. Hooguit is de granulaire laag en het inwasmateriaal aan de onderzijde van de sleuf uitgespoeld.

**Tabel 74: Gegevens en foto's stormschade**





Foto	Beschrijving
	<p>19-05-2006. De golfslag in Poortvliet. De golven breken precies in de meetsleuven.</p>
	<p>Poortvliet in de andere richting.</p>

Foto	Beschrijving
	<p>Nadat het tij wat is weggetrokken wordt gestart met het herstel van de zetting. WZE voert materiaal aan. De gaten op de hoge meetlijn zijn samen 15 m<sup>2</sup> groot en kunnen met wat hulp in één dag door de zetter worden gedicht.</p>
	<p>De lage sleuven worden minder hevig aangevallen.</p>
	<p>Overzicht in Sluis. Er is nog niet veel schade opgetreden. Het water staat nog altijd te hoog om de sleuven beter af te dekken.</p> <p>Na deze constatering wordt eerst de zetting in Bath gecontroleerd. Die blijkt geen problemen op te leveren. In Poortvliet wordt verder gewerkt om de zetting dicht te krijgen.</p>
	<p>23-05-2006 Het laatste gat is tijdens de nacht ver opengewaaid (30 m<sup>2</sup>). Er moet 6 m<sup>3</sup> grind worden aangevoerd om de granulaire laag te herstellen. Tevens wordt een tweede steenzetter gebeld om het herstel te versnellen.</p>



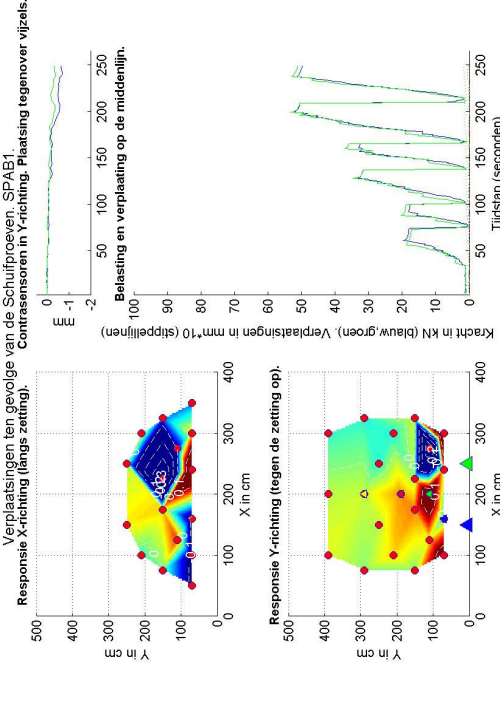
Foto	Beschrijving
	<p>Poortvliet uit de andere hoek.</p>
	<p>23-05-2006 De proeven in Bath liggen er relatief goed bij. Hier zijn de lage proeven afgebeeld. De hoge proeven zijn alleen met door lange golfuitlopers tijdens het hoogwater belast en hebben nauwelijks schade geleden.</p>

De belasting in Bath en Poortvliet was niet gelijk. Ook de toplaagdikte en leeftijd zijn verschillend. Toch lijkt het alsof de reststerkte van de Hydroblock zetting groter is dan die van de Basalton zetting. Het patroon met de in elkaar grijpende 'visjes' voorkomt zijdelingse instabiliteit van een enkele steen. Wat er op de lange duur gebeurt bij grootschalige ondermijning is niet waargenomen.

#### 7.4 Beschrijving verloop proeven en meetdata

Op de volgende bladzijde zijn de meetgegevens gepresenteerd en zijn de relevante details van het proefverloop beschreven. Voor uitleg over het presentatieformaat zie paragraaf 7.2.

**Tabel 75: Gegevens en schuifproeven**

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPAB1 23-05-1006 19:06 Laagwater Breed Laag Onderbalk meetframe slecht opgelegd (gevolg van golfslag)</p>	<p>De responsie van de zetting is bij deze proef klein. Maximaal verplaatst de gedrukte rand 0,1 mm. De contrasensoren slaan verder uit: -0,5 tot -1 mm bij de maximale belasting. In de langsrchting zijn de verplaatsingen ongeveer even groot als die langs de y-as. Dit lijkt echter bepaald door één sensor (225,150) die op -0,3 staat. Dit is waarschijnlijk een meetfout.</p>	 <p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPAB1. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijnen)</p> <p>Tijdstap (seconden)</p> <p>Response X-richting (langs zetting).</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p>

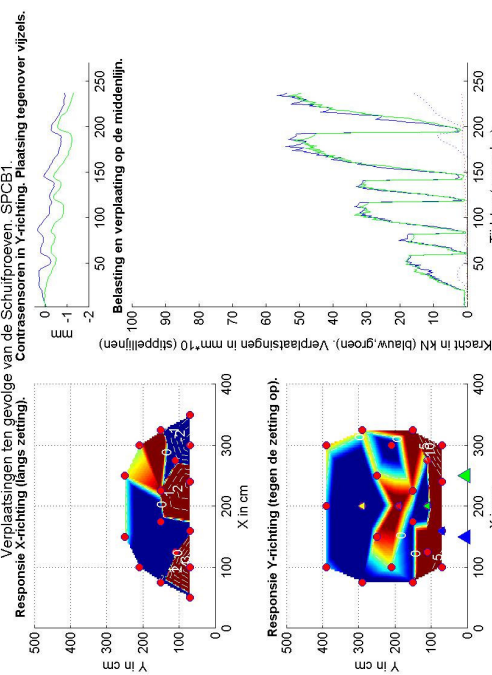
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPAB2 23-05-1006 20:34 Laagwater. Opkomend Breed Hoog</p>	<p>De hoge proef geeft grotere vervormingen dan de lage SPAB1. De gedrukte rand verplaatst 0,7 mm en ook op een meter afstand heeft de belasting invloed. Het verplaatsingsgebied is vrij rechthoekig</p> <p>De contrasensoren meten wederom een relatief grote verplaatsing tot -0,7 mm.</p> <p>De langsmeting geeft verplaatsingen tot 0,3 mm, maar geen regelmatig beeld.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPAB2 Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijnen)</p> <p>Tijdstap (seconden)</p>
<p>SPAS1 23-05-1006 17:46 Laagwater Smal Laag Sensor 5 en 24 gewisseld. Geen effect op meting.</p>	<p>De verplaatsingen die deze smalle proef veroorzaakt lopen op tot 1,5 mm aan de gedrukte rand. Tot op 1,5 meter afstand worden significante verplaatsingen gemeten. De contrasensoren reageren ook fors met maximaal een uitslag van -1 mm.</p> <p>In de langsrichting wordt verplaatsing tot 0,3 mm gemeten. Die metingen lijken door meerdere sensoren te worden ondersteund.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPAS1. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijnen)</p> <p>Tijdstap (seconden)</p>



Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPAS2 23-05-1006 15:01 Afgaand tij op 1/4 Smal Hoog</p>	<p>De hoge proef geeft een groter vervormingsveld dan de lage. Aan de gedrukte rand zijn de verplaatsingen 1,2 mm. Op 1,3 meter zijn de vervormingen nog steeds significant met 0,1 mm. Ook de sensoren op 3,3 meter afstand lijken verplaatsing te meten. De langsmeting geeft waarden tot 0,3 mm en een indeling die door meerdere sensoren wordt ondersteund.</p>	

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPBB1 17-05-2006 15:34 Opkomend 1/4 Breed Laag</p>	<p>De verplaatsingen aan de gedrukte rand lopen op tot 0,3 mm. De contrasensoren geven een veel grotere uitslag tot meer dan -2 mm. Het invloedsgebied is klein, op 1,3 meter afstand wordt geen significante meting meer gedaan. De langsmeting geeft een verplaatsing tot 0,2 mm. Slechts in een beperkt gebied wordt dit door meerdere sensoren ondersteund.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPBB1. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Response X-richting (langs zetting). X in cm</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op). Y in cm</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijn). Tijdstap (seconden)</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p>
<p>SPBB2 17-05-2006 18:19 Opkomend 3/4 Breed Hoog</p>	<p>De verplaatsingen aan de gedrukte rand lopen op tot 1,5 mm. Het invloedsgebied is redelijk groot. Eén sensor (125,110) lijkt tegen de trend in te gaan. Op 1,3 meter afstand wordt een verplaatsing van 0,2 mm gemeten. De langsmeting geeft significante vervormingen in een groot gebied. Vrijwel alle sensoren wijzen op een verplaatsing in de x-richting. De meting is tot 150 kN doorgezet.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPBB2. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Response X-richting (langs zetting). X in cm</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op). Y in cm</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijn). Tijdstap (seconden)</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPBS1 17-05-2006 13:25 Laagwater Smal Laag</p>	<p>Dit was de allereerste meting en is met bezoek van RWS en WZE uitgevoerd. De verplaatsingen zijn fors. Vooral de eerste rij stenen verplaatst ver, tot 10 mm. Deze verplaatsing neemt echter snel af tot reguliere waarden, maar het verplaatsingsgebied blijft groot. De contrasensoren reageren niet groots totdat de kracht tot 150 kN wordt doorgezet. In de langsricting zijn de sensoren duidelijk in twee groepen te verdelen die verplaatsingen in tegengestelde richting meten.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven SPBS1 Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels. Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijnen)</p> <p>Response X-richting (langs zetting). Response Y-richting (tegen de zetting op).</p>
<p>SPBS2 17-05-2006 17:13 Opkomend 1/2 Smal Hoog</p>	<p>De verplaatsingen aan de gedrukte rand lopen hier op tot 1 mm. Dat is ongeveer vergelijkbaar met de responsie van de contrasensoren. Het invloedsgebied is groot, 1,5 meter diep. De langsmeting laat wederom twee groepen sensoren zien die tegengestelde verplaatsingen meten. De positieve x-richting (rood) is groter in uitslag en gebied.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven SPBS2. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels. Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijnen)</p> <p>Response X-richting (langs zetting). Response Y-richting (tegen de zetting op).</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPCB1 22-05-2006 20:56 Opkomend 1/2 Breed Laag</p>	<p>De verplaatsingen aan de gedrukte rand lopen op tot 1,5 mm. Dit is ongeveer vergelijkbaar met de contrasensoren. Tegen de verwachtingen in wordt er door meerdere sensoren een significante verplaatsing tegen de belastingsrichting in gemeten (-0,1 mm) . Het invloedsgebied is klein. In de langsricting worden grote uitslagen gehaald (2 mm), maar ongegroepeerd.</p>	 <p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPCB1. Contrasensoren in X-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Response X-richting (lange zetting).</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippelijnen).</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Tijdstap (seconden)</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPCB2 22-05-2006 16:50 Zakkend 1/2 Breed Hoog Sensor 32 los</p>	<p>De verplaatsingen aan de gedrukte rand bedragen 3 mm. Het invloedsg gebied is groot (2 m). De contrasensoren meten verplaatsingen tot -1,5 mm. De langsmeting geeft duidelijk gegroepede sensoren die een verdeling in tegengestelde verplaatsing aantoont. De verplaatsing in negatieve x-richting heeft de overhand in amplitude en invloedsg gebied.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPCB2. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijn).</p> <p>Response X-richting (langs zetting).</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p>
<p>SPCS1 22-05-2006 18:39 Laagwater Smal Laag Sensor 17 en 20 los Sensor 32 ruis X 0-150 Y 0-250 Onderspoeld tot aan het filterdoek, maar niet ingezakt.</p>	<p>Deze proef geeft vervormingen tot 5 mm aan de gedrukte zijde. Het vervormingsgebied is zeer groot, zelfs groter dan het meetgebied. De vervormingen in het uiterste gebied blijven gelijk op 0,5 mm. De gradiënt ligt tussen 0 en 2 meter van de rand. De contrasensoren geven een verplaatsing van gelijke orde grootte. De langsmeting geeft een zeer scherpe verdeling in de metingen in de negatieve en de positieve x-richting. Deze gebieden zijn vrijwel gelijk verdeeld in oppervlakte en amplitude.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPCS1. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Kracht in kN (blauw/groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippellijn).</p> <p>Response X-richting (langs zetting).</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>SPCS2 Smal Hoog</p>	<p>Onherstelbaar beschadigd door golfslag. Een aantal stenen is volledig onderspoeld geraakt. Deze zijn weggezaakt tot op het filterdoek. Niet gemeten</p>	

## 7.5 Presentatie kracht-weg diagrammen

In de volgende tabel zijn is de vervorming op een boven de vijzels gelegen punt uitgezet tegen de aangebrachte kracht.

**Tabel 76: Krachtwegdiagrammen schuifproeven**

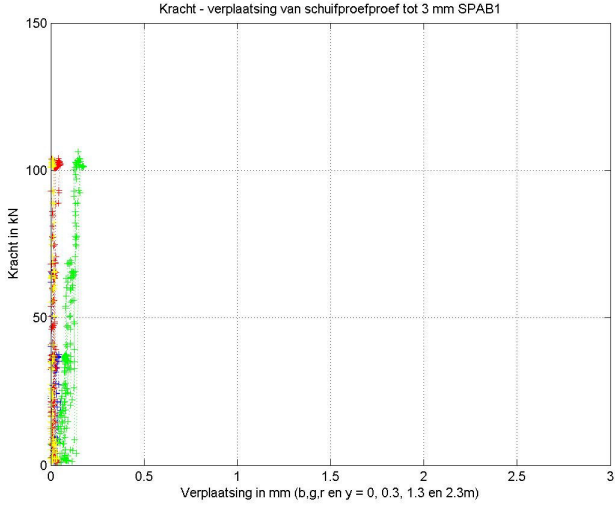
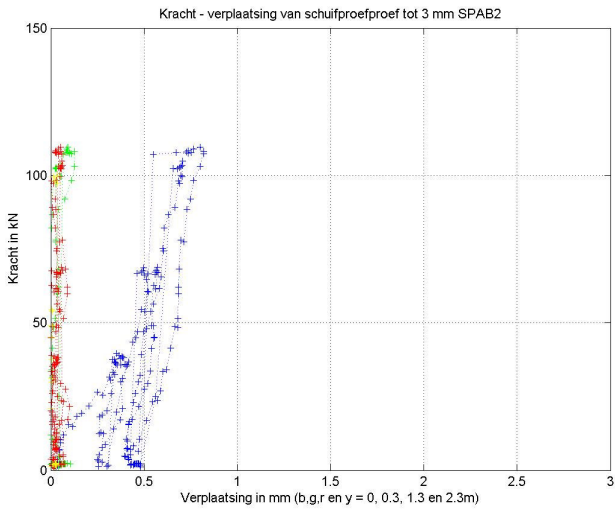
Diagram	Beschrijving waarnemingen
 <p>Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPAB1</p>	<p>Breed-laag. De zetting reageert zeer stijf. Er worden nauwelijks verplaatsingen gemeten en de reactie lijkt ideaal elastisch. Op 0,3 m (groen) worden verplaatsingen tot 0,2 mm gemeten bij een kracht van 100 kN.</p>
 <p>Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPAB2</p>	<p>Breed-hoog. De verplaatsingen concentreren zich aan de gedrukte zijde. De andere sensoren geven nauwelijks verplaatsingen aan. De zetting is hier duidelijk slapper en niet volledig elastisch. Duidelijk is dat de steen bij grotere krachten verstijft (steiler wordt). Dit doet vermoeden dat de grote initiële verplaatsingen worden veroorzaakt doordat de zetting wat is weggezakt na het maken van de sleuf.</p>



Diagram	Beschrijving waarnemingen
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPAS1</p>	<p>Smal-laag. De verplaatsingen bij deze smalle proef zijn veel groter dan bij de brede proeven hierboven. Tot 0,3 meter worden verplaatsingen tot 1,5 mm gemeten. Hierbij verplaatst de gedrukte zijde slechts marginaal meer dan de veldsensor op 0,3 meter. Na belasting is de zetting stijver dan voorheen doordat de pakking beter is en de verstoring door de sleuf wordt weggedrukt. Dit resulteert in een trapvormige grafiek. Op 1,3 en 2,3 meter afstand wordt geen verplaatsing meer gemeten.</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPAS2</p>	<p>Smal-hoog. Alle sensoren geven hier een significante verplaatsing. Zelfs op 2,3 meter wordt een verplaatsing van 0,1 mm gemeten. De zetting lijkt even stijf te reageren als op de lage lijn. Wel is de randstoring minder, wat blijkt uit de kleinere startvervorming. Hier is de zetting ook elastischer dan op de lage lijn; de grafieken komen beter naar de oorsprong terug.</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPBB1</p>	<p>Breed-laag. Slechts een enkele sensor meet hier verplaatsingen. Deze lopen op tot 0,6 mm. De zetting lijkt bij voortschrijdende belasting te verslappen.</p>



Diagram	Beschrijving waarnemingen
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPBB2</p>	<p>Breed-hoog. Deze grafiek geeft hetzelfde beeld als op de lage lijn. De zetting lijkt echter wél te verstijven i.p.v. te verslappen. De vervormingen zijn ongeveer drie keer zo groot, tot 1,7 mm.</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 10 mm SPBS1</p>	<p>Let op: schaal tot 10 mm</p> <p>Smal-laag. Twee sensoren geven duidelijke verplaatsingen aan. De twee buitenste vervormen tot 0,1 mm. De grafiek is wederom trapvormig. Er is een grote initiële verplaatsing nodig voordat er verstijving optreedt. Om vergelijking mogelijk te maken is ook de grafiek op dezelfde schaal als alle andere gemaakt.</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPBS1</p>	<p>Ter vergelijking de grafiek op standaard schaal</p>

Diagram	Beschrijving waarnemingen
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPBS2</p>	<p>Smal – hoog. Wederom wordt op twee plaatsen duidelijke verplaatsing gemeten. Aan de rand moet enige startvervorming optreden voordat de zetting verstijft. Vanaf dan lijkt de zetting erg stijf (bijna verticale grafiek)</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPCB1</p>	<p>Breed – laag. Deze grafiek geeft een erg vreemd beeld. De sensor aan de rand van de sleuf verplaatst eerst marginaal om dan ineens van 0,3 tot 1,5 mm te verplaatsen. De andere sensor reageert stijf en elastisch. Er zijn slechts twee sensoren zichtbaar in deze grafiek. De andere sensoren hebben een negatieve verplaatsing gemeten. Deze zijn zichtbaar in de grafiek tot 10 mm.</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 10 mm SPCB1</p>	<p>Negatieve verplaatsing op 1,3 en 2,3 meter (groen en geel).</p>

Diagram	Beschrijving waarnemingen
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPCB2</p>	<p>Breed – hoog. Deze meting is op de rand slap. De zetting verstijft bij opletende kracht en is trapvormig.</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 10 mm SPCS1</p>	<p>Smal – laag. De verplaatsingen zijn tot de sensor op 1,3 meter erg duidelijk. De zetting verslapt bij toenemende vervorming. De vervorming aan de rand is niet elastisch; er moet een initiële vervorming worden doorgemaakt.</p>
<p style="text-align: center;">Kracht - verplaatsing van schuifproefproef tot 3 mm SPCS1</p>	<p>Ter vergelijking de grafiek op standaardschaal</p>

## 7.6 Doorsneden van vervormingvlakken

De grootte van het invloedsgebied van de schuifproeven is in de reeds gepresenteerde grafieken goed te zien. De grootte van de verplaatsingen zijn echter, op de contourlijnen na, niet erg duidelijk. Daarom is een zijaanzicht van de grafieken gemaakt. In dat zijaanzicht zijn de verplaatsingen op de verticale as uitgezet. De oriëntatie is steeds zo, dat de kracht uit de vizels van links naar rechts werkt (positieve  $y$ -as.). Het aanzicht van de grafiek is in de  $x$ -richting (die as is dus ook niet zichtbaar).

Het rechter deel van de grafiek is gelijk aan die bij de eerder beschreven bovenaanzichten. In de twee kleine grafieken links zijn de maten en kleurstellingen gelijk, alleen de kijkrichting is veranderd.

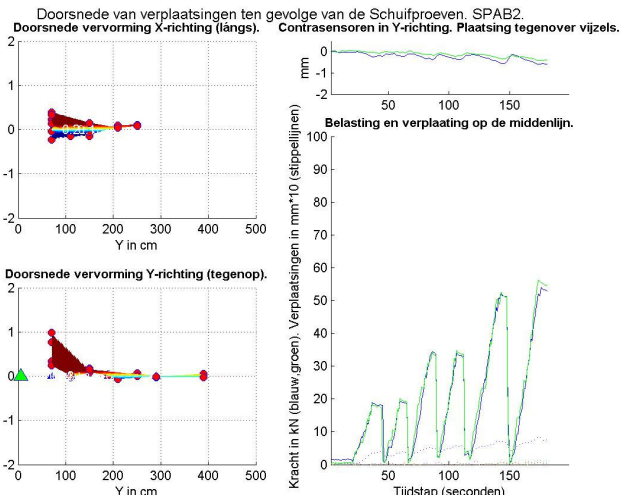
In de bovenste grafiek is de verplaatsing in de  $x$ -richting af te lezen. Dit is uitgezet op de verticale as. Een negatieve, of blauwe waarde betekent een verplaatsing van de lezer áf. Rood of positief is een meting in de richting van de lezer.

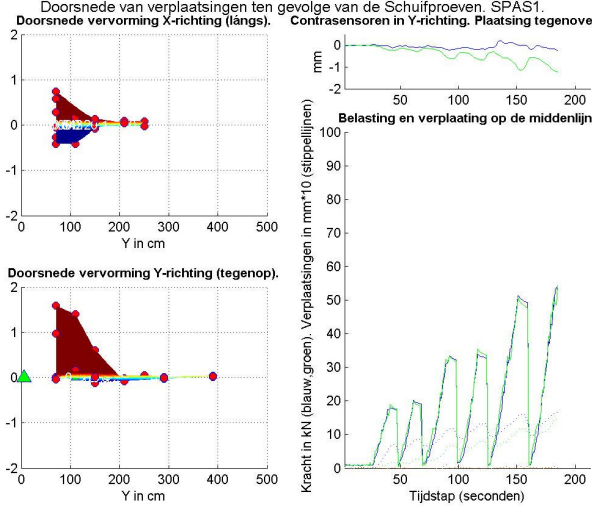
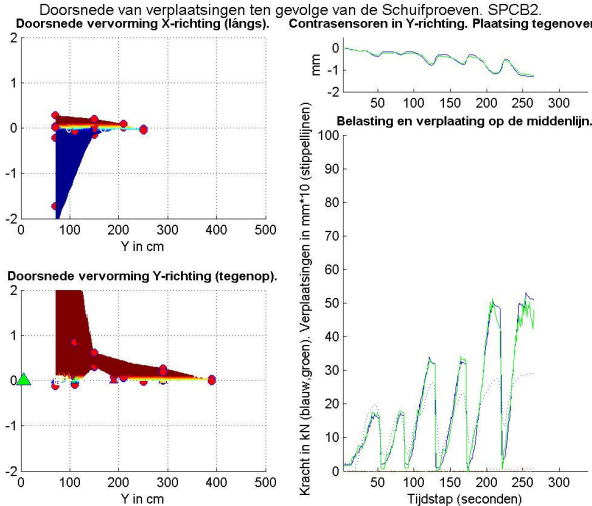
De onderste grafiek doet hetzelfde voor de verplaatsingen in de  $y$ -richting. Rode of positieve waarden betekenen hier een verplaatsing met de belasting mee, ofwel voor de lezer naar rechts. Blauw of negatief zijn verplaatsingen naar de vizels toe. Die negatieve vervorming kan op drie manieren worden verklaard:

- stenen buiten de drukzone zakken weg;
- stenen roteren en de hoeklijn is niet centrisch geplaatst;
- meetfouten (bijv. vervormingoverdracht van steen naar sensor faalt).

Hieronder volgen een aantal duidelijke voorbeelden van grafieken in zijaanzicht. Voor de volledige serie wordt verwezen naar het digitale archief.

Tabel 77: 'Zijaanzicht' vervorming schuifproeven

Grafiek	Beschrijving
 <p>Doorsnede van verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPAB2.</p> <p>Doorsnede vervorming X-richting (längs). Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vizels.</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p> <p>Doorsnede vervorming Y-richting (tegenop).</p> <p>Kracht in kN (blauw, groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippelijnen).</p>	<p>Zijaanzicht van proef SPAB2.</p> <p>Linksboven is te zien dat er verplaatsingen in beide richtingen van de <math>x</math>-as worden gemeten. Hoewel de positieve (rode) verplaatsingen iets overheersen zijn de invloedgebieden even diep. In de onderste grafiek is te zien dat de verplaatsingen snel wegebben. Het invloedsgebied is ongeveer een meter diep.</p>

Grafiek	Beschrijving
<p>Doorsnede van verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven SPAS1. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p>  <p>Doorsnede vervorming X-richting (längs). Y in cm</p> <p>Doorsnede vervorming Y-richting (tegenop). Y in cm</p> <p>Kracht in kN (blauw, groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippelijnen). Tijdstap (seconden)</p>	<p>Proef SPAS1. Het vervormingsgebied is ongeveer even diep als hierboven. De uitwijkingen zijn echter 1,5 keer groter.</p>
<p>Doorsnede van verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven SPCB2. Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p>  <p>Doorsnede vervorming X-richting (längs). Y in cm</p> <p>Doorsnede vervorming Y-richting (tegenop). Y in cm</p> <p>Kracht in kN (blauw, groen). Verplaatsingen in mm*10 (stippelijnen). Tijdstap (seconden)</p>	<p>Proef SPCB2. De vervorming van de zuilen aan de gedrukte rand zijn groter dan het grafiekgebied. Deze vervormingen zijn waarschijnlijk door de verstoring van de zetting zijdens het ontgraven en opstellen van de meetapparatuur ontstaan. De randstenen worden dan eerst teruggedrukt in hun oude positie voordat de volledige stijfheid weer wordt verkregen. Omdat op groter afstand van de vijzels de vervormingen klein zijn is de schaal van de grafiek niet aangepast.</p> <p>Wel is goed zichtbaar dat het invloedsgebied groter is dan in de beide grafieken hierboven. Op <math>y = 300</math> cm (230 cm van de vijzels) worden nog steeds verplaatsingen gemeten.</p>

## 7.7 Overzicht maximale waarden

Evenals bij de trekproeven zijn de belangrijkste meetgegevens verzameld in een tabel. De waarden zijn steeds afgelezen bij een belastingsniveau van 100 kN.

**Tabel 78: Samenvatting resultaten schuifproeven**

Schuifproeven	Code	Breedte B [m]	Dikte D [m]	Verplaat- sing op belaste rand *) [mm]	Eenmalige verplaats- ing dichtere pakking [mm]	Verplaat- sing contra- sensoren [mm]	Uitdemp- lengte [m]
Bath	SPAB1	2.0	0.345	**) 0.2	0	0.5	
	SPAB2	2.0	0.385	0.8	0.5	0.5	1.3
	SPAS1	1.0	0.345	1.6	0.9	1.0	1.5
	SPAS2	1.0	0.385	0.7	0.5	0.7	1.3
Poortvliet	SPBB1	2.0	0.240	0.4	0	1.5	1.0
	SPBB2	2.0	0.240	1.7	0.3	2.5	1.3
	SPBS1	1.0	0.240	9.0	7.0	0.4	1.5
	SPBS2	1.0	0.240	0.8	0.55	0.7	1.5
Sluis	SPCB1	2.0	0.245	**) 1.0	0.3	1.5	
	SPCB2	2.0	0.245	2.8	1.0	1.3	2.0
	SPCS1	1.0	0.245	3.3	2.0	1.9	3.9

\*) Door Matlab geïnterpoleerde verplaatsing op de belaste rand; bij 100 kN belasting (50 kN per vijzel)

\*\*) Waarden in meetveld niet bruikbaar; waarden aan de rand wel

## 8 ANALYSE TREKPROEVEN

Na de verwerking van meetgegevens tot grafieken zoals gepresenteerd in hoofdstuk 6 zijn de belangrijkste data van de individuele proeven in een spreadsheet gezet. De meeste gegevens zijn geautomatiseerd uitgelezen uit de datafiles. Enkele gegevens zijn handmatig afgelezen.

Aan de hand van de gegevens zijn grafieken en tabellen geproduceerd die een aantal eigenschappen kenbaar maken. Bij de analyse wordt gebruik gemaakt van de modelbeschrijving in hoofdstuk 2.

### 8.1 Grote trekkrachten en vergelijking belastingfactoren

De gemeten maximale trekkracht per trekproef is weergegeven in paragraaf 6.8. Bij de analyse worden de resultaten gezien in verhouding tot de dikte en het gewicht van de toplaag. Ook wordt gekeken of de trekproefresultaten representatief zijn voor het te onderzoeken mechanisme van ligger- en plaatwerking.

In de onderstaande tabel zijn aan de hand van meetdata uit hoofdstuk 5 de te gebruiken referentie waarden voor het steengewicht weergegeven.

**Tabel 79: Gewicht toplaag elementen**

locatie	$\rho_s$ kg/m <sup>3</sup>	voegen (fractie van 1.0)	D [m]	$\rho_s D$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$\rho_s g D$ [kN/m <sup>2</sup> ]	aantal stenen / m <sup>2</sup>	gewicht per element [kN]
Bath (HWS)	3050	0.1	0.385	1057	10.6	16	0.66
Bath (HW)	3000	0.1	0.345	932	9.3	16	0.58
Poortvliet	2800	0.12	0.24	591	5.9	18	0.33
De Sluis	2950	0.15	0.245	614	6.1	18	0.34

De gemeten maxima van de enkelsteensproeven worden gedeeld door het gewicht van een enkele steen. Met deze bewerking ontstaat een factor die het aantal stenen weergeeft dat omhoog getrokken wordt. Voor de driesteensproeven wordt in tabel 80 de gemiddelde waarde van de trekkracht op de drie trekpunten aangehouden.

De driesteensproeven dienen om de richtingsafhankelijkheid te onderzoeken en lijnlasten te simuleren. Voor het trekkracht resultaat is het ook wenselijk de data te benutten voor een vergelijking met de enkelsteensproeven. Op deze wijze wordt een grotere dataset verkregen. De aangebrachte trekkrachten van de driesteensproeven beïnvloeden elkaar. Ze kunnen niet zonder verlies aan nauwkeurigheid beschouwd worden als drie individuele trekproeven en ook niet als één individuele trekproef met de totale kracht.

**Tabel 80: Meetwaarden maximale krachten en berekende belastingfactoren**

Enkelsteens	Gemiddelde maximale kracht per trekpunt [kN]	Idem voor drie trekpunten [kN]	aantal meetwaarden	kracht / gewicht enkel element <i>Belastingfactor</i>	Idem voor totaal van drie trekpunten
Bath HWS	50.0		5	75.7	
Bath HW	23.8		4	40.8	
Poortvliet HWS	23.8		5	72.4	
Poortvliet HW	30.6		5	93.1	
De Sluis	9.7		7	28.5	
<b>Driesteens horizontaal</b>					
Bath HWS	32.9	98.7	9	49.8	149.4
Bath HW	16.8	50.3	9	28.8	86.5
Poortvliet HWS	20.1	60.3	9	61.2	183.6
Poortvliet HW	21.9	65.7	9	66.6	199.9
De Sluis	12.3	37.0	12	36.1	108.4
<b>Driesteens verticaal</b>					
Bath HWS	29.7	89.0	9	44.9	134.7
Bath HW	23.3	70.0	9	40.1	120.2
Poortvliet HWS	18.7	56.0	9	56.8	170.5
Poortvliet HW	16.1	48.3	9	49.0	147.1
De Sluis	14.4	43.3	12	42.2	126.7

De driesteensproeven worden als volgt gecorrigeerd. De trekfactor ten gevolge van de totale trekkracht wordt berekend.

$$\text{Factor aantal stenen} = \frac{F_A + F_B + F_C}{G_i}$$

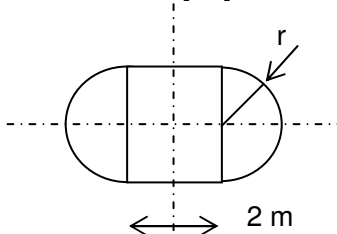
waarin

$G_i$  = het gewicht van de individuele steen

Het totale omhoog getrokken oppervlak wordt berekend:  $A = \text{Factor aantal stenen} \times \text{aantal stenen} / \text{m}^2$ .

Er wordt uitgegaan van een rechthoekige midden zone en twee halfcirkelvormige eindzones. De straal  $r$  van deze eindzones is tevens de halve breedte van de middenzone. De middenzone is 2 m lang (tussen trekpunt A en trekpunt C). Er geldt:

$$A = \pi r^2 + 4r \quad [\text{m}^2]$$



Hieruit is  $r$  te berekenen: 
$$r = \frac{-2}{\pi} + \frac{1}{2\pi} \sqrt{16 + 4\pi A}$$

Het omhooggetrokken veld dat zich laat vergelijken met de enkelsteensproef is nu gelijk aan:  $A^* = \pi r^2$

Dit oppervlak kan weer worden vermenigvuldigd met het aantal elementen /  $\text{m}^2$  (16 resp. 18 voor de Hydroblocks en de Basalttons).

Op deze wijze blijkt er een gemiddeld resultaat te ontstaan dat vrijwel overeenkomt met het gemiddelde van de enkelsteensproeven (zie figuur 58). De resultaten van



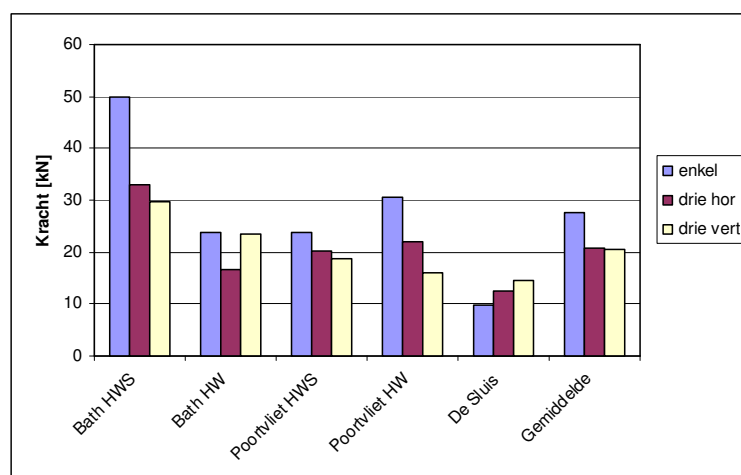
trekkrachten en de daarvan af te leiden belastingfactoren zijn gepresenteerd in de onderstaande tabellen en figuren.

**Tabel 81: Correctie belasting factoren van driesteensproeven ten behoeve van vergelijking met enkelsteens**

Driesteens horizontaal	Gemiddelde maximaal opgetrokken veld [m <sup>2</sup> ]	Straal <i>r</i> [m]	A* = $\pi r^2$ [m <sup>2</sup> ]	Aantal elementen in oppervlak $\pi r^2$ <i>Gecorrigeerde Belastingfactor</i>
Bath HWS	9.3	1.20	4.53	72.5
Bath HW	5.4	0.82	2.12	33.9
Poortvliet HWS	10.2	1.27	5.10	91.9
Poortvliet HW	11.1	1.35	5.71	102.8
De Sluis	6.0	0.89	2.47	44.5
<b>Driesteens verticaal</b>				
Bath HWS	8.4	1.12	3.94	63.1
Bath HW	7.5	1.04	3.37	53.9
Poortvliet HWS	9.5	1.21	4.62	83.1
Poortvliet HW	8.2	1.10	3.78	68.1
De Sluis	7.0	0.99	3.08	55.4

**Tabel 82: Overzicht meetwaarden maximale krachten (driesteensproeven beschouwd als drie individuele proeven)**

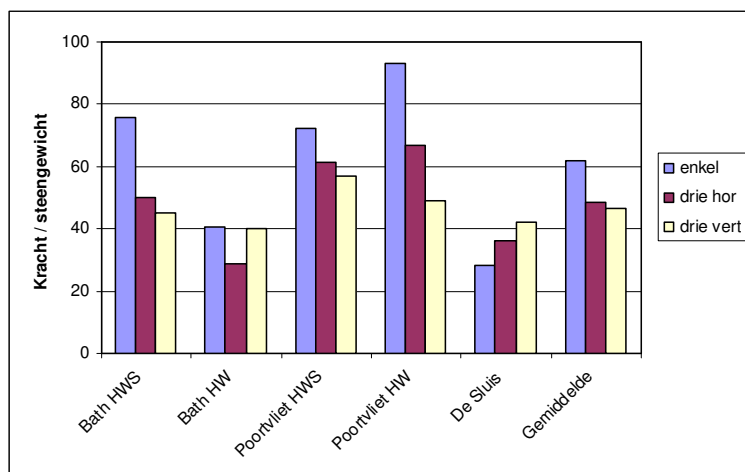
	Enkelsteens [kN]	Driesteens horizontaal [kN]	Driesteens verticaal [kN]
Bath HWS	50.0	32.9	29.7
Bath HW	23.8	16.8	23.3
Poortvliet HWS	23.8	20.1	18.7
Poortvliet HW	30.6	21.9	16.1
De Sluis	9.7	12.3	14.4
Gemiddelde	27.6	20.8	20.4



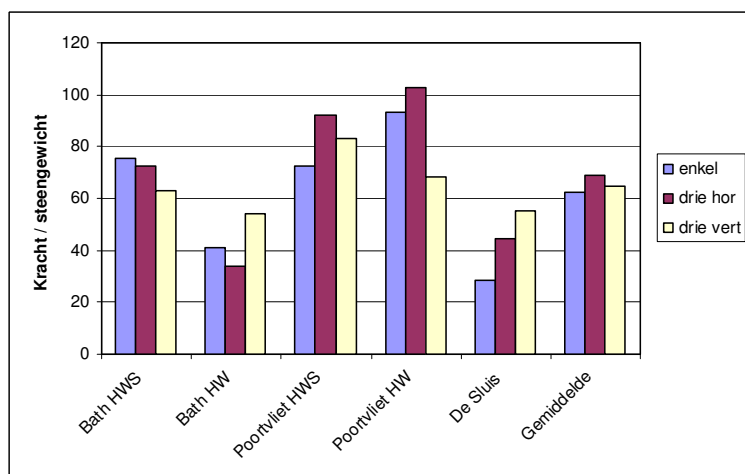
**Figuur 56: Overzicht meetwaarden maximale krachten (driesteensproeven beschouwd als drie individuele proeven)**

**Tabel 83: Overzicht belastingfactoren (driesteensproeven beschouwd als drie individuele proeven)**

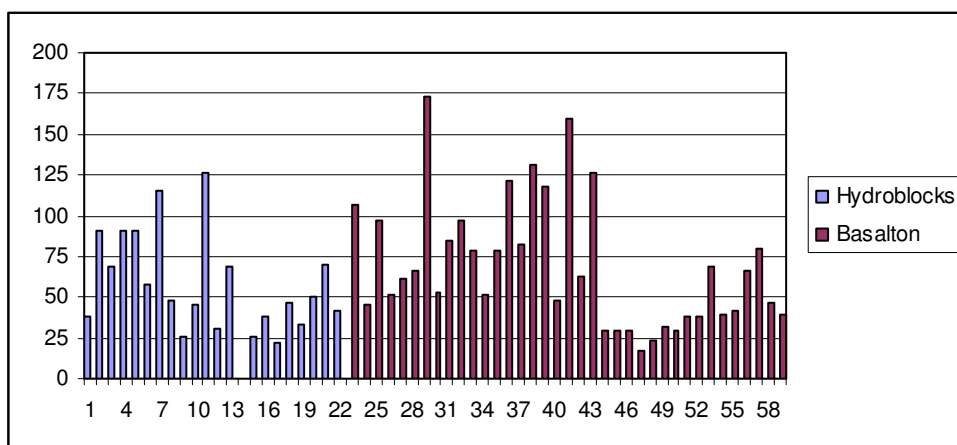
	Enkelsteens	Driesteens horizontaal	Driesteens verticaal
Bath HWS	75.7	49.8	44.9
Bath HW	40.8	28.8	40.1
Poortvliet HWS	72.4	61.2	56.8
Poortvliet HW	93.1	66.6	49.0
De Sluis	28.5	36.1	42.2
Gemiddelde	62.1	48.5	46.6


**Figuur 57: Overzicht belastingfactoren (driesteens beschouwd als drie individuele proeven)**
**Tabel 84: Overzicht belastingfactoren (driesteens gecorrigeerd)**

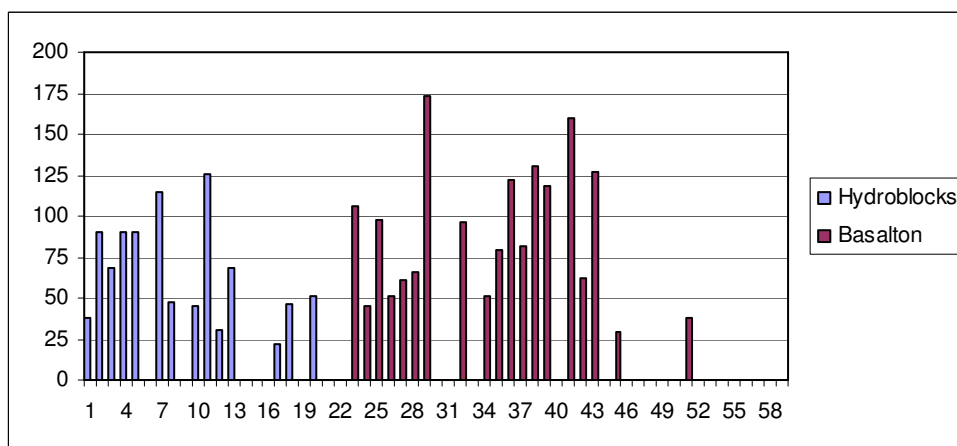
	Enkelsteens	Driesteens horizontaal	Driesteens verticaal
Bath HWS	75.7	72.5	63.1
Bath HW	40.8	33.9	53.9
Poortvliet HWS	72.4	91.9	83.1
Poortvliet HW	93.1	102.8	68.1
De Sluis	28.5	44.5	55.4
Gemiddelde	62.1	69.1	64.7


**Figuur 58: Overzicht belastingfactoren (driesteens gecorrigeerd)**

Met meerekening van de gepresenteerde correctie voor de driesteens proeven worden de resultaten van de drie trekstenen gemiddeld. Het gemiddelde en met name ook de 5% betrouwbaarheidsgrens van de gemeten maximale trekkrachten van zowel de enkel- als de driesteensproeven worden beïnvloed doordat er bij een aantal trekproeven al vrij vroeg in het proces slip van de treksteen optrad. In figuur 60 en in de rechterhelft van tabel 85 is een selectie gemaakt, waarbij de proeven TA6, TA9, TA15, TA16, TA19, TA20, TA21, TB8, TB9, TB11, TB18, TB22, TC2, TC3, TC4, TC5, TC6, TC8, TC9, TC10, TC11, TC12, TC13, TC14 en TC15 niet zijn meegenomen. Een aantal andere proeven waarbij ook losspringen en slippen van de trekstenen optreedt, maar waarbij de proef daarna kan worden hervat zijn wel meegenomen.



**Figuur 59: Overzicht belastingfactoren; complete dataset, inclusief driesteen proeven gecorrigeerd**



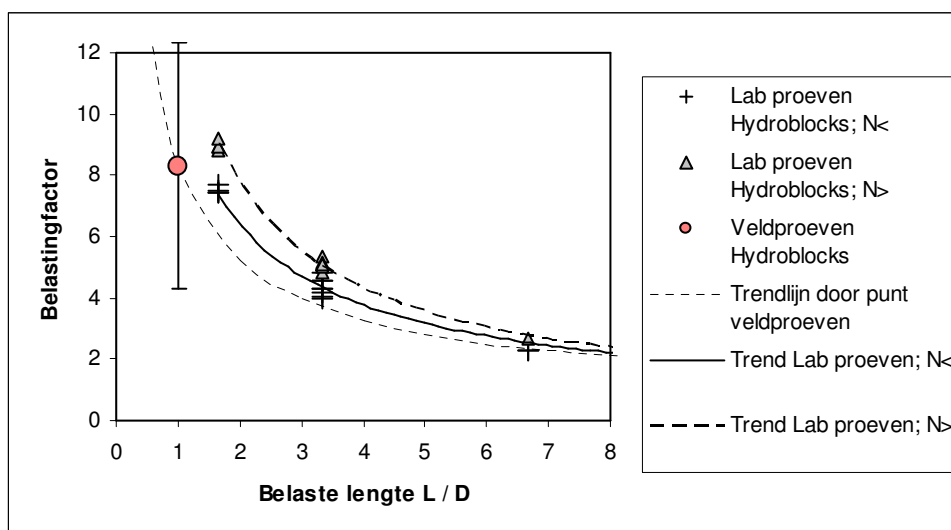
**Figuur 60: Overzicht belastingfactoren; geselecteerde dataset; zonder slipkrachten**

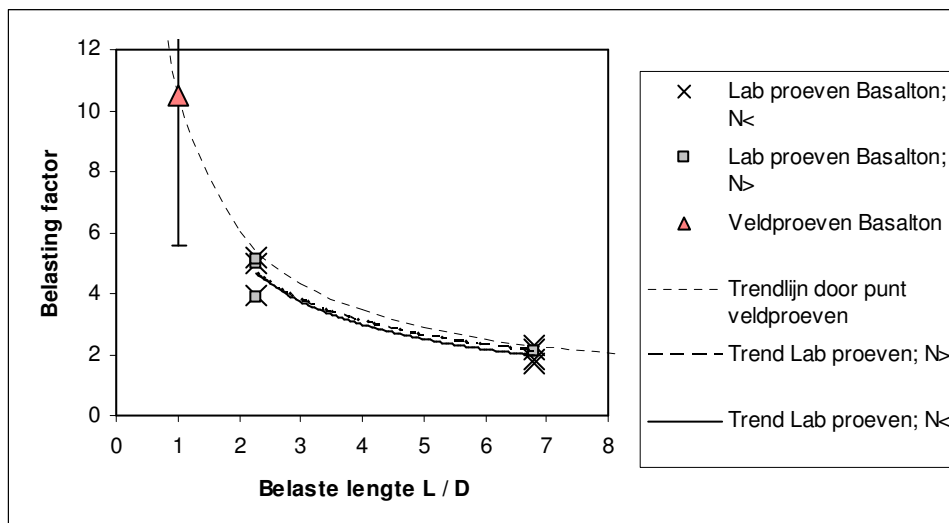
De gevonden belastingfactoren behoren bij de drie-dimensionale klokvorm. De waarden worden als volgt omgerekend naar een lijnlast. Vooruitlopend op een 50-50 spreiding in de twee richtingen wordt de gevonden waarde eerst vermenigvuldigd met  $\frac{1}{2}$ . Vervolgens wordt de factor omgerekend van punt naar lijnlast door te delen door het aantal toplaagelementen op een strekkende meter, 4 resp.  $\sqrt{18}$  voor Hydroblocks resp. Basalton. Op deze wijze worden de waarden in de onderste twee regels van tabel 85 gevonden.

**Tabel 85: Gemiddelden en standaardafwijkingen van belastingfactoren**

Meetwaarden	Alle waarnemingen		Waarnemingen geselecteerd op beïnvloeding door falen enkel element (slip)	
	Hydroblocks Bath	Basalton Poortvliet en De Sluis	Hydroblocks Bath	Basalton Poortvliet en De Sluis
Gemiddelde	58.3	68.8	66.6	89.4
Aantal waarnemingen	21	37	14	19
Standaardafwijking	29.7	38.9	31.8	41.2
5% betrouwbaarheids-grens	9.5	5.1	14.5	21.8
<b>Omrekening naar dwarsdoorsnede</b>				
Gemiddelde	7.3	8.1	8.3	10.5
Standaard afwijking	3.7	4.6	4.0	4.9

De resultaten van de belastingfactoren voor de dwarsdoorsnede met lijnvormige belastingen laten zich goed vergelijken met de gevonden meetwaarden van de laboratoriumproeven [Peters, 2004]. In de onderstaande figuren zijn gevonden belastingfactoren uitgezet tegen de parameter voor de lengte van de belasting. Bij de veldproeven grijpt de belasting aan op één element, waardoor L/D bij benadering gelijk is aan 1. Het blijkt dat de gevonden waarden van de veldproeven zeer goed passen in het beeld van de laboratoriumproeven. Bij de Basalton komt de ligging opmerkelijk goed overeen. Bij de Hydroblocks liggen de meetwaarden van de veldproeven trendmatig iets onder de resultaten van de laboratoriumproeven. Opgemerkt moet worden dat de laboratorium resultaten gelden bij bepaalde opgelegde waarden van de normaalkracht. Bij de veldproeven is deze waarde een onbekende.


**Figuur 61: Vergelijking gevonden belastingfactoren veldproeven en lab proeven [Peters, 2004] voor Hydroblocks**

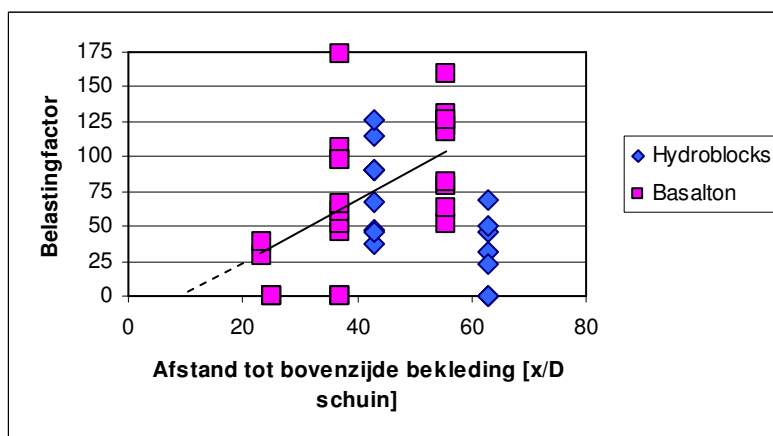


**Figuur 62: Vergelijking gevonden belastingfactoren veldproeven en lab proeven [Peters, 2004] voor Basalton**

## 8.2 Invloed positie op talud

Uit tal van onderzoeken blijkt dat de mate van klemming beïnvloed wordt door de positie van de stenen op het talud. Hoe lager op het talud, hoe meer klemming.

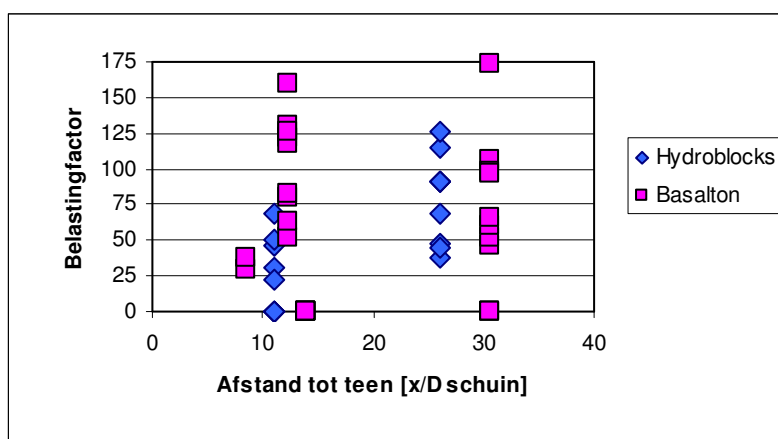
In de onderstaande figuur is de totale dataset weergegeven als functie van de positie van het (middelste) trekpunt. Er zijn twee referenties denkbaar: de afstand tot de bovenrand van het talud en de afstand tot de teen. Het blijkt dat de resultaten op de Basaltonhellingen uitgezet tegen de afstand tot de bovenzijde van de bekleding (figuur 63) het verwachte beeld geven. Alhoewel er grote spreiding in de meetwaarden is, gaat de lineaire trend min of meer door de oorsprong van de grafiek. De in dezelfde figuur getoonde resultaten voor de Hydroblocks stroken niet met dit beeld. De resultaten voor de bovenste meetlijn van de Hydroblocks (16.5 m, ofwel 43 D onder de bovenrand) zijn qua orde van grootte conform de trend in de populatie Basaltons. De resultaten voor de onderste meetlijn van de Hydroblocks zijn niet conform de trend en zijn zelfs lager. Voor de Hydroblocks zijn er geen metingen beschikbaar hoger op het talud waardoor een bevestiging van het beeld van de Basaltons niet verkregen kan worden.



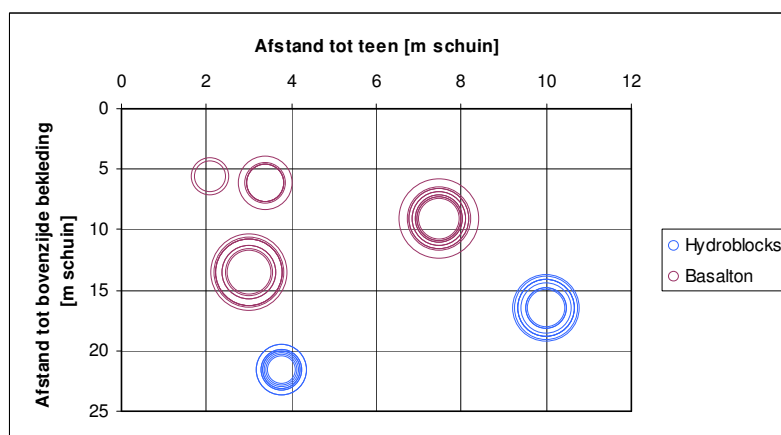
**Figuur 63: Resultaten belastingfactoren uitgezet tegen afstand vanaf de bovenrand van het talud**

In figuur 64 zijn dezelfde data uitgezet tegen de afstand tot de teen. Dan is zichtbaar dat deze onderste meetlijn van de Hydroblocks zich vrij dicht bij de teen bevindt. De klemming blijkt weer af te nemen dicht bij de teen.

Dit is verklaarbaar indien de teen onvoldoende laterale stijfheid heeft. De toplaag moet dan in de eerste meter(s) van het talud nog normaalkracht opbouwen door wrijvingskrachten op het grensvlak van de granulaire laag.



**Figuur 64:** Resultaten belastingfactoren uitgezet tegen afstand tot de teen

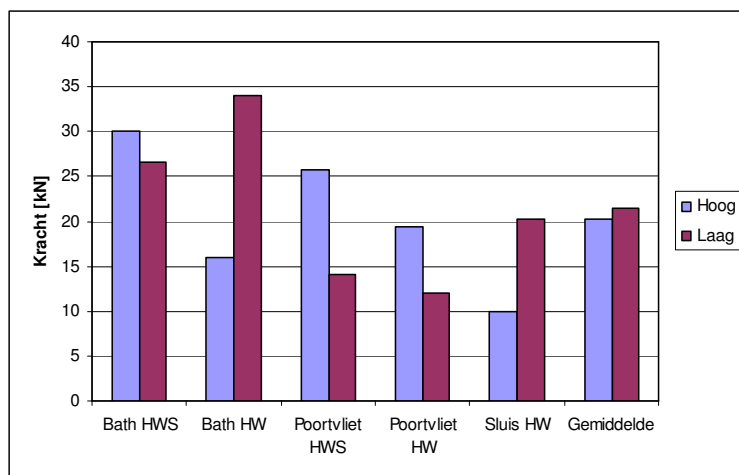


**Figuur 65:** Resultaten belastingfactoren (bubble size) uitgezet tegen afstand tot de bovenrand en tot de teen

Een nieuw waargenomen en gemeten gegeven is dat de klemming (in deze gevallen) afneemt dicht bij de teen. Op grond van figuur 63 zou de indruk kunnen bestaan dat het beeld van de toename van de klemming evenredig met de afstand tot de top verstoord wordt door de meetdata van de Hydroblocks. Figuur 65 toont de grootte van de klemming als functie van de afstand tot de teen in combinatie met de afstand tot de bovenrand. In de grafiek is te zien dat de klemming toeneemt bij grotere afstand tot de teen én bij grotere afstand tot de bovenrand. Aan beide randen is de klemming dus gering en ergens er tussen in maximaal. De resultaten van de veldmetingen in dit onderzoek geven geen informatie die strijdig is met de eerdere bevinding dat klemming lineair toeneemt vanaf de top van het talud, o.a. in [Verhagen, 1984].

Er zijn nog twee analyses gedaan die een min of meer neutraal beeld geven inzake de positieafhankelijkheid van klemming.

Vergelijking van de trekkracht op de hoge en lage steen uit de series van de verticale driesteensproeven geeft een neutraal beeld. Op de ene locatie is de hoge positie het sterkst en op de andere de lage. Gemiddeld zijn de posities vrijwel even sterk. Op de afstand van de 2 m tussen het trekpunt A en het trekpunt C is er dus geen trend waar te nemen richting een grotere sterkte van het onderste punt.

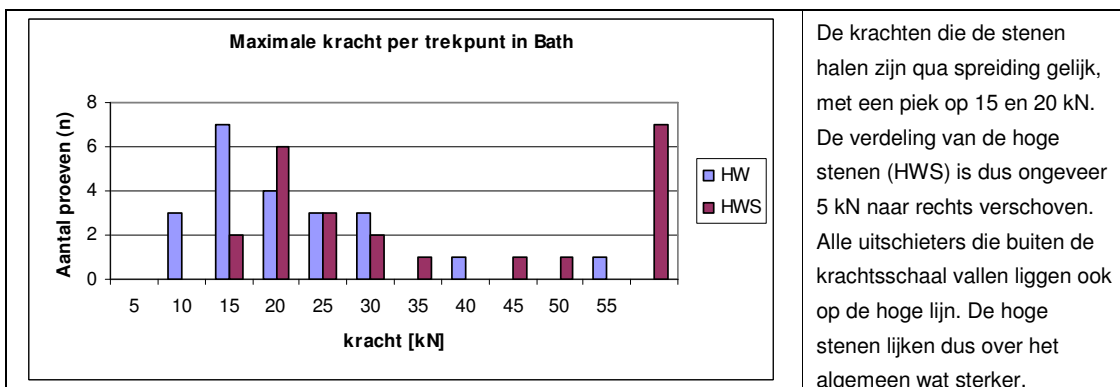


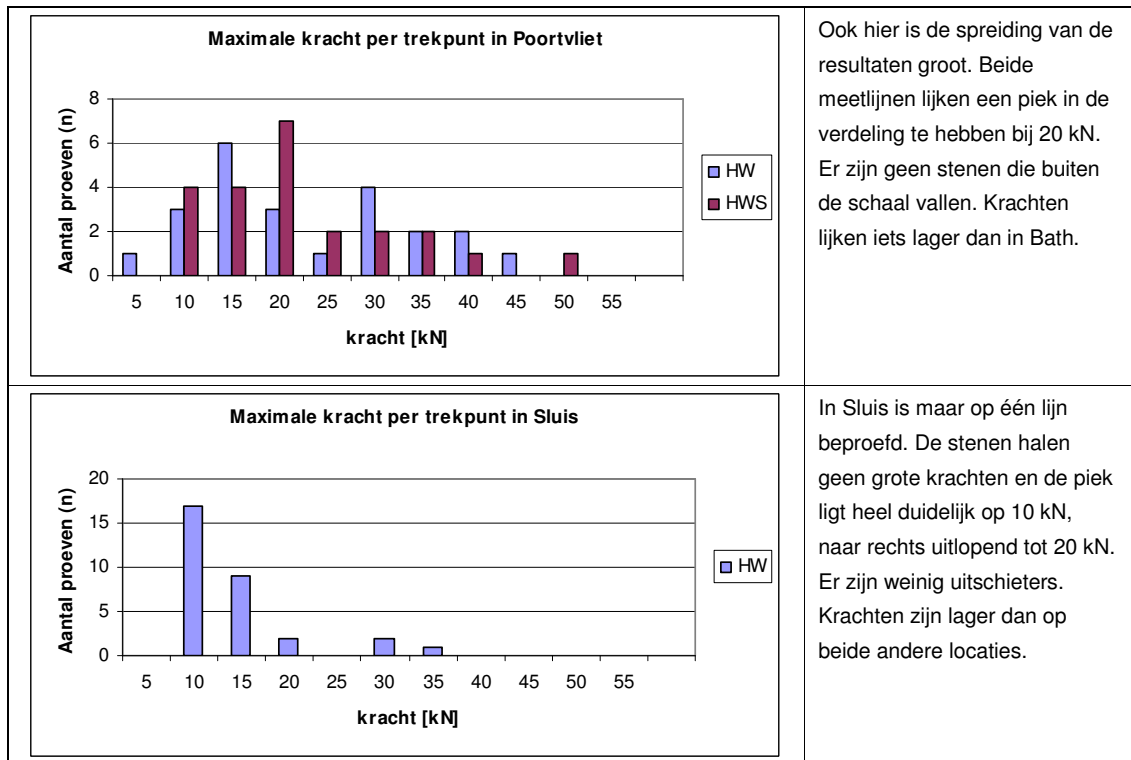
**Figuur 66:**      **Vergelijking gevonden trekkrachten op de hoogste en laagste steen van de verticale driesteensproeven**

De spreiding van de resultaten op de verschillende meetlocaties is dusdanig groot dat het ook niet goed mogelijk is om statistisch onderbouwde uitspraken te doen over de gevonden sterktes op de verschillende meetlijnen.

Een serie diagrammen moet inzicht geven in de spreiding en het verschil in resultaat op de hoge (HWS) en de lage meetlijn (HW). Hiertoe zijn de krachten in klassen verdeeld en is het aantal proeven dat in de klasse valt verticaal uitgezet.

**Tabel 86:**      **Grootte en spreiding van maximale krachten per meetlijn**

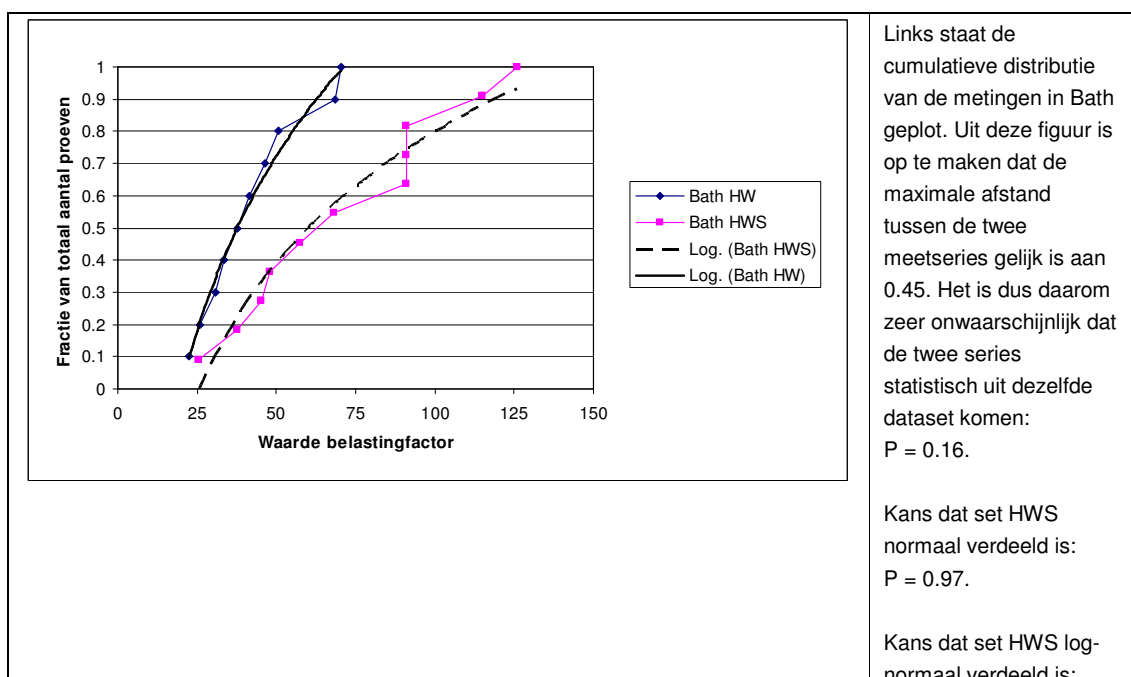




Het is interessant de statistische significantie van de verschillen tussen de hoge en lage meetlijnen te berekenen. Hiervoor is een Kolmogorov Smirnov test uitgevoerd voor Bath en Poortvliet. De resultaten van die analyse wijzen erop dat er in Bath een significant verschil is tussen de lage en de hoge metingen en in Poortvliet niet. Zoals reeds gesteld is dat verschil tegen de trend van de afstand van de bovenrand in en moet er een correlatie met de afstand tot de teen worden verondersteld.

De berekeningen zijn deels in een spreadsheet en deels met een internetapplicatie verricht. Zie <http://www.physics.csbsju.edu/stats/KS-test>.

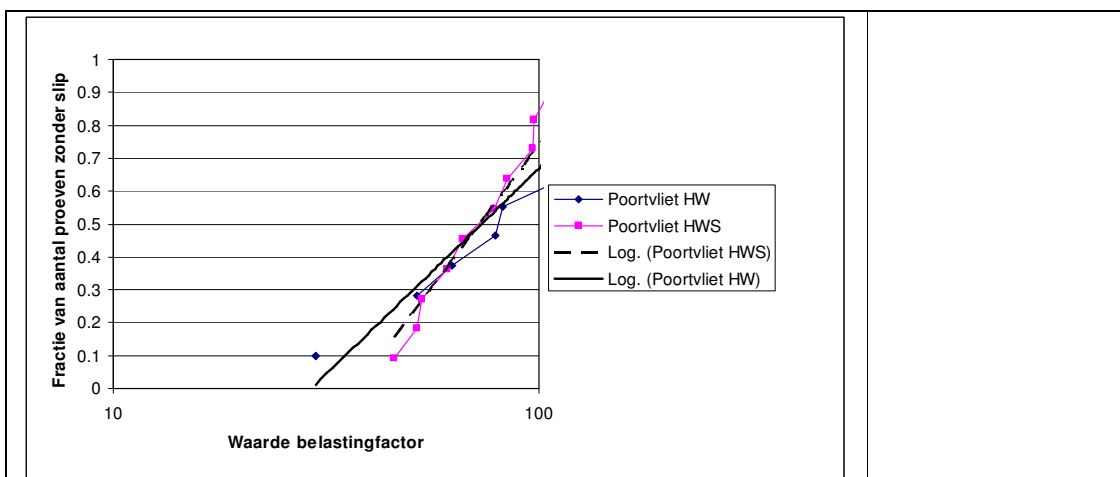
**Tabel 87: Cumulatieve verdeling van belastingfactoren**





	<p>P = 0.87.</p> <p>Kans dat set HW normaal verdeeld is: P = 0.94.</p> <p>Kans dat set HW log-normaal verdeeld is P = 1.00.</p>
	<p>Idem voor de metingen in Poortvliet. Uit deze figuur is op te maken dat de maximale afstand tussen de twee meetseries gelijk is aan 0.3636. De kans dat de datasets uit dezelfde dataset komen is gelijk aan P = 0.347.</p> <p>Kans dat set HWS normaal verdeeld is: P = 0.37.</p>
	<p>Kans dat set HWS log-normaal verdeeld is: P = 0.87.</p> <p>Kans dat set HW normaal verdeeld is: P = 0.93.</p> <p>Kans dat set HW log-normaal verdeeld is: P = 0.83.</p>

	<p>Idem dataset Bath zonder de geslipte stenen. De overblijvende set HWS heeft een <math>n = 9</math>. Daardoor kan de KS niet uitgevoerd worden. De figuren geven echter hetzelfde beeld als bij het totale aantal proeven.</p>
	<p>Poortvliet dataset zonder geslipte stenen.</p>



Er moet wel nog worden opgemerkt dat de proeven niet allemaal tot het bezwijkpunt zijn uitgevoerd. Als de zeven stenen die op de HWS lijn in Bath tot 60 kN zijn belast, zouden zijn doorbelast, kan het zijn dat de datasets statistisch significant veranderen.

De conclusie van deze analyse is dat er in Poortvliet geen verschil is in de trekkrachtcapaciteit op de hoge en de lage meetlijn. Dit onderbouwt het verloop van de normaalkracht als functie van de plaats op de zetting niet. Echter, er kunnen ook toevallig twee gelijkwaardige meetlijnen gekozen zijn. Bij Bath is dit wel het geval en is dat waarschijnlijk veroorzaakt door de afstand tot de teen.

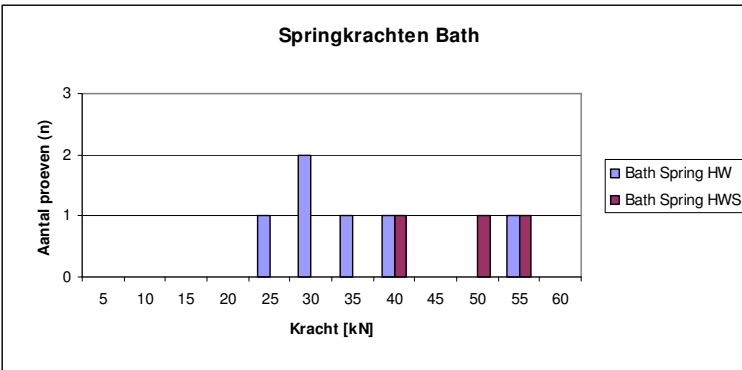
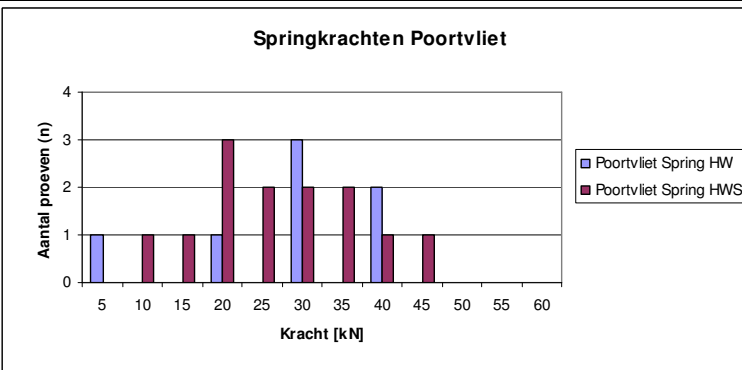
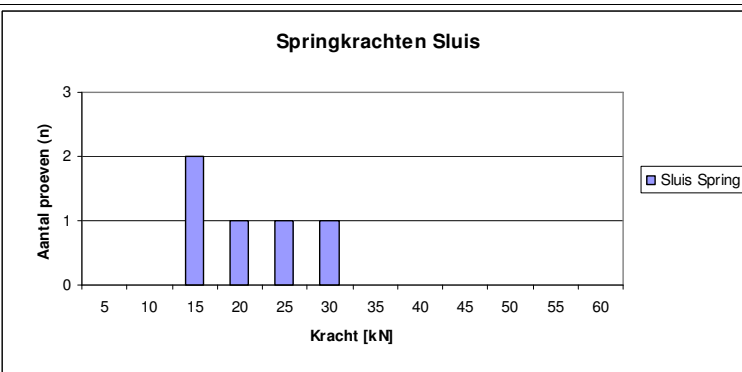
### 8.3 Stick- en slijpkrachten

De belasting van een groot veld middels het aan een beperkt aantal trekstenen opleggen van een trekkracht introduceert een geconcentreerde en relatief grote dwarskracht tussen de stenen. Bij een lijn- of vlakbelasting treden aanzienlijk lagere dwarskrachten op. De dwarskrachten moet worden opgenomen met wrijvingskrachten. Het overschrijden van de wrijving gaat gepaard met stick-slijp gedrag. Omdat de belasting met de hydraulische vijzels niet enorm snel afneemt is de belasting direct na het bezwijkpunt krachtsgestuurd en springt de steen omhoog. Deze 'sprong' is veelal ongeveer 10 mm groot.

Een typerende proef is TA3 (zie paragraaf 6.5). De treksteen kan worden belast tot 20 kN. Er treedt dan bezwijken op de interface rondom de treksteen. De steen springt 5 mm en wigt zich opnieuw vast terwijl de kracht is terug gelopen naar 10 kN. Vervolgens kan de kracht opgevoerd worden tot 45 kN, waarna de interface weer bezwijkt, de steen 10 mm omhoog verplaatst en weer evenwicht vindt op 10 kN.

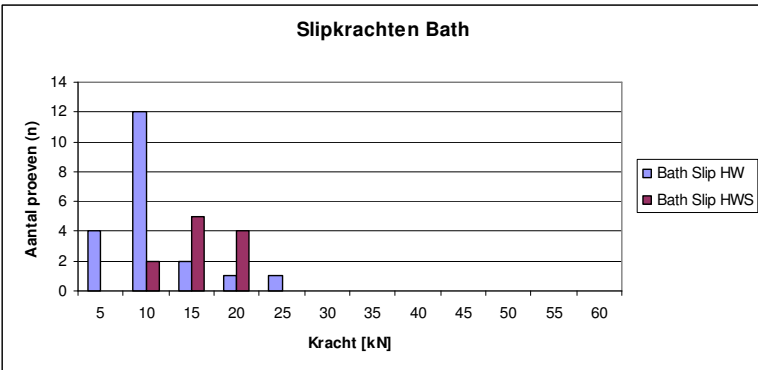
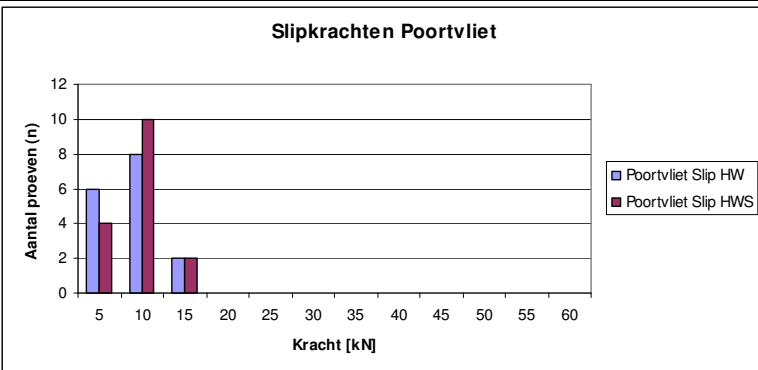
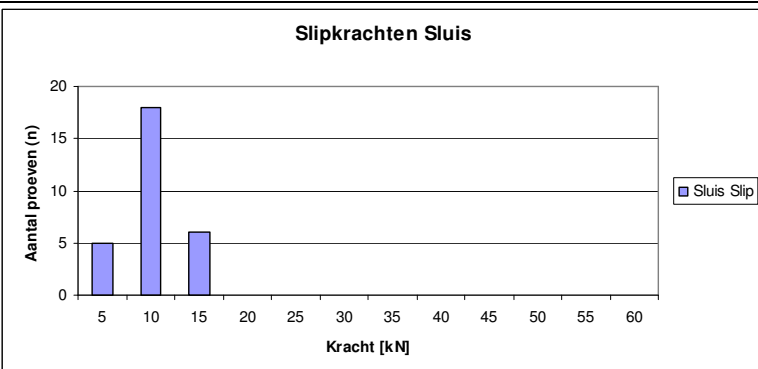
Voor de springkracht zijn grafieken gemaakt. Deze zijn qua vorm en indeling gelijk aan die van de maximale kracht.

**Tabel 88: Grootte en spreiding van springkrachten**

<p style="text-align: center;"><b>Springkrachten Bath</b></p> 	<p>Er zijn in Bath niet veel stenen die springen (9). De stenen die springen doen dit bij hoge krachten. Op de hoge meetlijn springen er minder stenen, en bij een hogere belasting.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Springkrachten Poortvliet</b></p> 	<p>In Poortvliet springen er 20 stenen. Hoewel er op de hoge lijn met 13 stenen meet sprongen zijn gemeten lijkt hier geen groot verschil tussen de metingen op het HW en het HWS peil. De springkracht ligt gemiddeld 15 kN lager dan in Bath.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Springkrachten Sluis</b></p> 	<p>In Sluis springen weinig stenen, 5 stuks, en bij een kracht die vergelijkbaar is met die in Poortvliet.</p>

Ook van de sliplcrachten zijn de grafieken analoog aan die van de maximale kracht gemaakt.

**Tabel 89: Grootte en spreiding van slijpkrachten**

	<p>De slijpkracht lijkt in Bath op de hoge lijn (HWS) wat hoger te liggen dan op de lage lijn. Tijdens de proeven is geconstateerd dat de lage stenen door het water gesmeerd lijken. De krachten liggen ongeveer op 10 à 15 kN</p>
	<p>In Poortvliet is geen significant verschil tussen de hoge en de lage meetlijn zichtbaar. De krachten liggen ongeveer op 10 kN.</p>
	<p>In Sluis slijpen veel stenen en er is geen grote spreiding. De krachten zijn vrijwel gelijk aan die in Poortvliet, gemiddeld 10 kN.</p>

**Tabel 90: Overzicht grootte en spreiding van maximale krachten, stickkrachten en slijpkrachten**

	Maximale trekkracht				'Stick'-kracht				Slijpkracht			
	gem. [kN]	n	st. afw.	var. coëff	gem. [kN]	n	st. afw.	var. coëff	gem. [kN]	n	st. afw.	var. coëff
Bath HWS	35.3	23	18.9	0.53	48.3	3	7.6	0.16	14.3	11	4.0	0.28
Bath HW	20.7	22	10.8	0.52	35.3	6	10.9	0.31	9.6	20	4.8	0.50
Bath totaal	28.2	45	17.0	0.60	39.7	9	11.5	0.29	11.2	31	5.0	0.45
Poortvliet HWS	20.3	23	10.6	0.52	25.2	13	10.4	0.41	8.5	16	3.3	0.39
Poortvliet HW	21.5	23	11.0	0.51	25.4	7	11.9	0.47	7.0	16	3.3	0.47
Poortvliet tot	20.9	46	10.7	0.51	25.3	20	10.6	0.42	7.8	32	3.3	0.43
De Sluis totaal	12.5	31	6.4	0.51	19.0	5	8.1	0.43	8.8	29	2.5	0.29
				0.53				0.36				0.40

	Slipkracht / maximale trekkracht	Stick-kracht / slipkracht
Bath HWS	0.40	3.4
Bath HW	0.46	3.7
Bath totaal	0.40	3.5
Poortvliet HWS	0.42	3.0
Poortvliet HW	0.33	3.6
Poortvliet totaal	0.37	3.3
Sluis totaal	0.70	2.2

Uit de overzichtstabel zijn een aantal conclusies af te leiden. In de eerste plaats valt op dat de relatieve spreiding uitgedrukt in de variatiecoëfficiënten opmerkelijk constant is over de verschillende deelpopulaties. De relatieve spreiding in stickkrachten is het kleinst.

Ook de verhoudingen van slipkracht ten opzichte van de maximale kracht en van de stickkracht ten opzichte van de slipkracht blijken een karakteristieke waarde te hebben. Op de locaties en meetlijnen waar de maximale trekkrachten gemiddeld lager zijn, zijn de stick- en slipkrachten dat ook. Hieraan wordt de conclusie verbonden dat deze krachten alleen afhankelijk zijn van de mate van klemming. Ook de slipkrachten kunnen een indicatie zijn voor de normaalkracht in de zetting.

Met behulp van het in hoofdstuk 2 beschreven model van de elastische cirkelvormige plaat en de gemeten wrijvingscoëfficiënten kan uit de slipkrachten een normaalkracht in de zetting worden berekend. Dat gebeurt als volgt.

De gesommeerde dwarskracht rondom de treksteen is gelijk aan de gemeten belasting.

$$V = F - G_i$$

De gesommeerde normaalkracht rondom de treksteen is gelijk aan de dwarskracht gedeeld door de wrijvingscoëfficiënt.

$$N = \frac{V}{\mu}$$

De verdeelde normaalkracht  $N_r$  wordt gevonden door  $N$  te delen door de omtrek van de steen. Deze wordt bij benaderd door deze cirkelvormig een te nemen:  $\pi B$ , met

$$B = \frac{1}{\sqrt{n}}, \text{ met } n = \text{aantal stenen per m}^2.$$

$$N_r = \frac{N}{\pi B}$$

Vervolgens wordt de grootte van het cirkelvormige opgelichte gebied bepaald, uitgedrukt in de belastingfactor  $n_{LF}$ , ofwel het aantal opgelichte stenen

$$n_{LF} = \frac{F_i}{G_i}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{1}{\sqrt{n_{LF}}}$$

De normaalkracht aan de rand van het opgelichte gebied wordt berekend met:

$$N_0 = \frac{r}{R} N_r$$

Hieronder volgen de op deze wijze verkregen resultaten.

**Tabel 91: Vertaling slipkrachten naar normaalkracht**

	Slip kracht $F_i$ [kN]	Wrijvings- coëfficiënt $\mu$ [-]	Normaal- kracht [kN]	aantal stenen / $m^2$	B [m]	Omtrek = $\pi B$ [m]	Normaal kracht rond steen $N_r$ [kN/m]
Bath HWS	14.3	0.8	17.9	16	0.250	0.785	22.8
Bath HW	9.6	0.8	12.0	16	0.250	0.785	15.3
Poortvliet HWS	8.5	0.5	17.0	18	0.236	0.740	23.0
Poortvliet HW	7.0	0.5	14.0	18	0.236	0.740	18.9
De Sluis	8.8	0.5	17.6	18	0.236	0.740	23.8

	Slip kracht $F_i$ [kN]	D [m]	Steen gewicht $G_i$ [kN]	Belasting- factor $F_i/G_i$ [-]	r/R	Normaal kracht langs rand $N_0$ [kN/m]
Bath HWS	14.3	0.385	0.66	21.7	0.215	4.9
Bath HW	9.6	0.345	0.58	16.6	0.246	3.8
Poortvliet HWS	8.5	0.25	0.33	25.8	0.197	4.5
Poortvliet HW	7.0	0.25	0.33	21.2	0.217	4.1
De Sluis	8.8	0.24	0.34	25.9	0.197	4.7

**Tabel 92: Vertaling stickkrachten naar normaalkracht met standaard wrijvingscoëfficiënt**

	Stick kracht $F_i$ [kN]	Wrijvings- coëfficiënt $\mu$ [-]	Normaal- kracht [kN]	aantal stenen / $m^2$	B [m]	Omtrek = $\pi B$ [m]	Normaal kracht rond steen $N_r$ [kN/m]
Bath HWS	48.3	0.8	60.4	16	0.250	0.785	76.9
Bath HW	35.3	0.8	44.1	16	0.250	0.785	56.2
Poortvliet HWS	25.2	0.5	50.4	18	0.236	0.740	68.1
Poortvliet HW	25.4	0.5	50.8	18	0.236	0.740	68.6
De Sluis	19	0.5	38.0	18	0.236	0.740	51.3

	Stick kracht $F_i$ [kN]	D [m]	Steen gewicht $G_i$ [kN]	Belasting- factor $F_i/G_i$ [-]	r/R	Normaal kracht langs rand $N_0$ [kN/m]
Bath HWS	48.3	0.385	0.66	73.2	0.117	9.0
Bath HW	35.3	0.345	0.58	60.9	0.128	7.2
Poortvliet HWS	25.2	0.25	0.33	76.4	0.114	7.8
Poortvliet HW	25.4	0.25	0.33	77.0	0.114	7.8
De Sluis	19	0.24	0.34	55.9	0.134	6.9

**Tabel 93: Vertaling stickkrachten naar normaalkracht met aangepaste wrijvingscoëfficiënten 1.25 x gemeten  $\mu$** 

	Stick kracht $F_i$ [kN]	Wrijvings- coëfficiënt $\mu$ [-]	Normaal- kracht [kN]	aantal stenen / $m^2$	B [m]	Omtrek = $\pi B$ [m]	Normaal kracht rond steen $N_r$ [kN/m]
Bath HWS	48.3	1.0	48.3	16	0.250	0.785	61.5
Bath HW	35.3	1.0	35.3	16	0.250	0.785	44.9
Poortvliet HWS	25.2	0.6	40.3	18	0.236	0.740	54.5
Poortvliet HW	25.4	0.6	40.6	18	0.236	0.740	54.9
De Sluis	19	0.6	30.4	18	0.236	0.740	41.1

	Stick kracht $F_i$ [kN]	D [m]	Steen gewicht $G_i$ [kN]	Belasting- factor $F_i/G_i$ [-]	r/R	Normaal kracht langs rand $N_0$ [kN/m]
Bath HWS	48.3	0.385	0.66	73.2	0.117	7.2
Bath HW	35.3	0.345	0.58	60.9	0.128	5.8
Poortvliet HWS	25.2	0.25	0.33	76.4	0.114	6.2
Poortvliet HW	25.4	0.25	0.33	77.0	0.114	6.3
De Sluis	19	0.24	0.34	55.9	0.134	5.5

**Tabel 94: Vertaling gemeten gemiddelde van maximale krachten naar normaalkracht**

	Maximale kracht $F_i$ [kN]	Wrijvings- coëfficiënt $\mu$ [-]	Normaal- kracht [kN]	aantal stenen / $m^2$	B [m]	Omtrek = $\pi B$ [m]	Normaal kracht rond steen $N_r$ [kN/m]
Bath HWS	35.3	0.8	44.1	16	0.250	0.785	56.2
Bath HW	20.7	0.8	25.9	16	0.250	0.785	32.9
Poortvliet HWS	20.3	0.5	40.6	18	0.236	0.740	54.8
Poortvliet HW	21.5	0.5	43.0	18	0.236	0.740	58.1
De Sluis	12.5	0.5	25.0	18	0.236	0.740	33.8

	Maximale kracht $F_i$ [kN]	D [m]	Steen gewicht $G_i$ [kN]	Belasting- factor $F_i/G_i$ [-]	r/R	Normaal kracht langs rand $N_0$ [kN/m]
Bath HWS	35.3	0.385	0.66	53.5	0.137	7.7
Bath HW	20.7	0.345	0.58	35.7	0.167	5.5
Poortvliet HWS	20.3	0.25	0.33	61.5	0.127	7.0
Poortvliet HW	21.5	0.25	0.33	65.2	0.124	7.2
De Sluis	12.5	0.24	0.34	36.8	0.165	5.6

Het resultaat waar het om gaat is de verdeelde normaalkracht  $N_0$  die aanwezig is rond de rand van het getrokken gebied en waarvan verondersteld wordt dat deze niet beïnvloed is door de proef en initieel aanwezig is. De berekende waarde van  $N_0$  vormen een karakteristiek die hoort bij de betreffende helling, het betreffende steentype en de positie op de helling.

Het blijkt dat uit de waarden van de gemeten slipkrachten normaalkrachten  $N_0$  worden berekend van 4 à 5 kN/m. Uit de maximale krachten 5.5 à 7.5 kN/m en uit de stickkrachten 7 à 9 kN/m.

De maximale waarden kunnen worden beschouwd als een stabiel maximum, waarbij geen schuif optrad tot het niveau van de meting. De resultaten van 5.5 à 7.5 kN/m normaalkracht zijn te interpreteren als – binnen de beperkingen van de analyse – redelijk zeker. Het feit dat de uitkomsten van de slipkrachten hieronder zitten is verklaarbaar, omdat die elementen kennelijk slechter geklemd lagen. De lagere meting en het uitslippen van de steen kan zijn ontstaan uit: (a) een lokaal lagere normaalkracht, van de orde van grootte van de uitkomst van de berekening, of (b) een lagere wrijvingsfactor gecombineerd met een normale waarde van de normaalkracht. De uitkomsten van de normaalkrachten, berekend uit de stickkrachten zijn hoger.

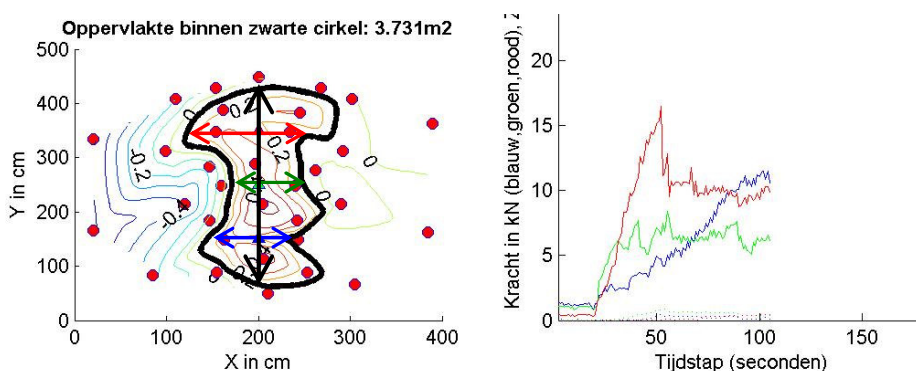


Gezien het overduidelijke stick-slip karakter van de steeninterface, en gezien het feit dat er op het maximum gemeten is, is het plausibel om aan te nemen dat de wrijvingscoëfficiënt op het tijdstip van stick hoger is dan de meetwaarde. Een berekening met een 1.25 maal hogere waarde van  $\mu$  (zie tabel 93) leidt tot uitkomsten van  $N_0$  in de range 5.5 tot 7.2 kN/m. Deze waarden zijn in lijn met die gevonden worden bij de berekeningen op basis van de maximale krachten. In paragraaf 8.10 is een vergelijking gemaakt tussen de op verschillende wijzen berekende normaalkrachten.

## 8.4 Analyse sterkte en stijfheid op basis van gemiddelden

De analyse met strokenmodellen is gebaseerd op de verplaatsingsmeetdata. Uit het vervormingbeeld worden de grootte en de aspectratio van het opgelichte plaatveld bepaald. Omdat dit voor enkele tientallen proeven  $\times$  enkele honderden tijdstappen is geschied is dit proces geautomatiseerd uitgevoerd.

Met behulp van een Matlab-script zijn de invoerparameters voor het model ingelezen. Voor analyse met de strokenmethode zijn de lengtebreedte verhoudingen, de belasting en de vervorming van belang. Voor iedere proef zijn bij een belastingsveelvoud van 5 kN deze eigenschappen opgeslagen. Op die tijdstippen is de 3-dimensionale vervormingcurve zónder treksteensensoren berekend. Deze zijn getoond in de grafieken in hoofdstuk 6. Uit deze curve wordt de vervorming ter plaatse van het belastingpunt uitgelezen en opgeslagen. Ook wordt de lengtebreedte verhouding bepaald. Hiervoor wordt de afstand tussen de twee snijpunten met vervormingshoogtelijn van 0,1 mm gebruikt. In de grafieken is dit de afstand over de hoofdassen binnen de dikke zwarte hoogtelijn. In de figuur is de lengte in de  $y$ -richting ( $L_y$ ) met een zwarte pijl aangegeven en in de  $x$ -richting met drie gekleurde pijlen. Voor de driesteensproeven wordt het tijdstip dat de middelste vijzel de veelvouden van 5 kN bereikt genomen om de data uit te voeren.



**Figuur 67: Vervorming driesteensproef TB8 op  $t = 105$  sec**

De gegevens worden met een spreadsheet verder bewerkt. De data worden geconverteerd naar het juiste formaat en in een bruikbare volgorde geplaatst.

Ten behoeve van een eerste analyse worden de gegevens van vergelijkbare proeven gemiddeld. De gegevens van bijvoorbeeld alle enkelsteens proeven op één meetlijn bij een belastingsniveau van 5 kN worden bij elkaar genomen. De data zijn niet geselecteerd.

Het is belangrijk om op te merken dat niet voor alle tijdstippen in alle proeven evenveel data beschikbaar zijn. Voor sommige proeven zijn er alleen metingen in het gebied van 0 tot 15 kN, waardoor er weinig gegevens beschikbaar zijn voor de grotere krachten. Ook kunnen er trendbreuken in de data ontstaan als er een afwijkende proef boven een bepaalde waarde wegvalt uit de dataset. Het idee van deze analyse is dat het aantal proeven groot genoeg is om zinnige data te krijgen.

Vervolgens is er een controle uitgevoerd op de consistentie van de verplaatsingsdata met de data van de trekkrachten. Dit gebeurt door het gewicht van het omhooggetrokken veld te vergelijken met de trekkracht.

$$A = \frac{L_x \cdot L_y \cdot \pi}{4}$$

$F$  moet zijn  $\rho_s g A D$

Het 'gewicht'  $\rho g$  dat volgt uit  $F/AD$  is bepaald en weergegeven in de tabellen. De berekende waarde kan worden vergeleken met  $\rho_s g$ .

Tijdens de uitvoering van deze analyse bleek dat de methode niet goed geschikt is voor de driesteens proeven. Er zijn teveel meetpunten waarop de geometrie van het verplaatsingsveld niet strookt met de aannamen in het model. Alleen de enkelsteens proeven zijn verder uitgewerkt. Van ieder proeflocatie is een overzichtstabel gepresenteerd.

**Tabel 95: Overzicht vervormingsdata en consistentie met trekkracht; Enkelsteens, Bath meetlijn HWS**

Kracht [kN]	z [mm]	Lx [cm]	Ly [cm]	Lx / Ly [-]	A [m <sup>2</sup> ]	$\rho g$ [kN/m <sup>3</sup> ]
5	0.36	47	55	0.85	0.20	64.8
10	0.36	78	83	0.95	0.51	52.1
15	0.75	93	109	0.85	0.79	49.7
20	0.76	146	140	1.05	1.61	32.7
25	1.40	138	163	0.85	1.76	37.4
30	2.16	151	185	0.82	2.19	36.0
35	2.73	157	185	0.85	2.28	40.4
40	3.39	86	190	0.45	1.28	82.0
45	3.77	219	233	0.94	4.01	29.6
50	4.76	270	360	0.75	7.63	17.2
55	6.88	288	327	0.88	7.39	19.6
60	9.33	232	220	1.05	4.01	39.4

**Tabel 96: Overzicht vervormingsdata en consistentie met trekkracht; Enkelsteens, Bath meetlijn HW**

Kracht [kN]	z [mm]	Lx [cm]	Ly [cm]	Lx / Ly [-]	A [m <sup>2</sup> ]	$\rho g$ [kN/m <sup>3</sup> ]
5	0.12	21	29			
10	0.27	34	98	0.35	0.26	109.7
15	0.54	191	168	1.13	2.52	17.0
20	0.97	184	195	0.94	2.82	20.3
25	1.30	372	200	1.86	5.84	12.2

**Tabel 97: Overzicht vervormingsdata en consistentie met trekkracht; Enkelsteens, Poortvliet HWS**

Kracht [kN]	z [mm]	Lx [cm]	Ly [cm]	Lx / Ly [-]	A [m <sup>2</sup> ]	ρg [kN/m <sup>3</sup> ]
5	0.20	32	37			
10	0.53	61	100	0.61	0.48	83.8
15	0.81	76	183	0.42	1.09	54.9
20	1.41	151	135	1.12	1.60	50.1
25	2.42	186	190	0.98	2.78	36.0
30	3.53	244	195	1.25	3.74	32.

**Tabel 98: Overzicht vervormingsdata en consistentie met trekkracht; Enkelsteens, Poortvliet HW**

Kracht [kN]	z [mm]	Lx [cm]	Ly [cm]	Lx / Ly [-]	A [m <sup>2</sup> ]	ρg [kN/m <sup>3</sup> ]
5	0.58	142	167	0.85	1.86	10.8
10	0.79	162	142	1.14	1.81	22.1
15	1.14	190	93	2.05	1.39	43.1
20	1.83	270	195	1.38	4.14	19.3
25	2.73	237	201	1.18	3.75	26.7
30	3.38	304	263	1.16	6.27	19.1
35	4.49	338	268	1.26	7.10	19.7
40	6.49	348	190	1.83	5.19	30.8

**Tabel 99: Overzicht vervormingsdata en consistentie met trekkracht; Enkelsteens, De Sluis**

Kracht [kN]	z [mm]	Lx [cm]	Ly [cm]	Lx / Ly [-]	A [m <sup>2</sup> ]	ρg [kN/m <sup>3</sup> ]
5	0.53	96	97	0.99	0.73	27.3
10	1.26	181	138	1.31	1.97	20.3

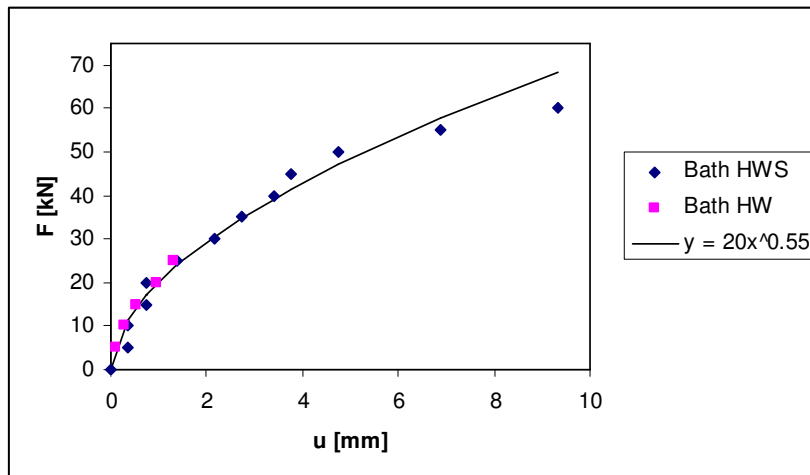
Uit deze tabellen blijken een twee zaken.

- De aspect ratio  $L_x / L_y$  is sterk grillig en beweegt zich gemiddeld niet duidelijk in een richting boven of onder de 1.0. Op grond van de bovenstaande data, kan er geen overduidelijke richtingsafhankelijkheid van de normaalkracht worden waargenomen.
- Het berekende gewicht strookt in veel gevallen niet met het bekende soortelijk gewicht van de toplaag (ca. 28 à 30 kN/m<sup>3</sup>). Aangezien de berekende gewichten in de significante range veelal te klein zijn, is het gemeten vervormingsgebied kennelijk groter dan het gebied dat begrensd wordt door de dwarskrachten nullijn. Dat is theoretisch mogelijk in het geval van een relatief stijve toplaag en een relatief slappe beddingstijfheid.

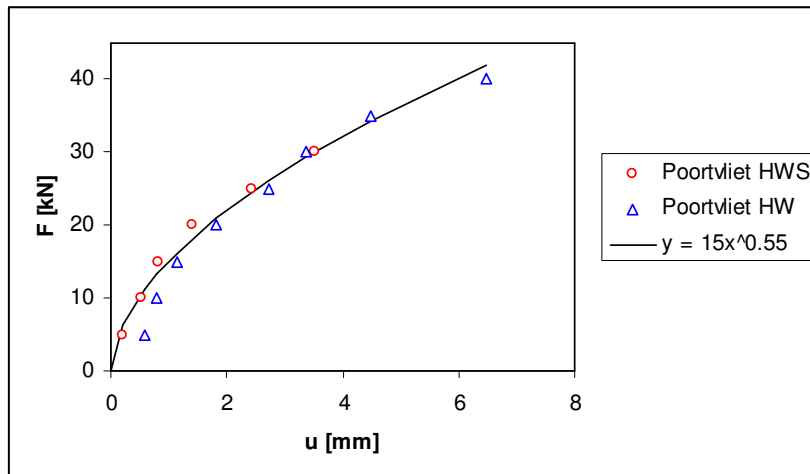
In paragraaf 8.6 zal met een individuele analyse, waarop van geselecteerde proeven op geselecteerde tijdstappen de geometrie is afgelezen, een analyse worden gedaan op een selectie van individuele proeven waarin deze onvolkomenheden geen rol spelen.

De in de tabellen weergegeven kracht- en vervormingsdata zijn in de onderstaande figuren uitgezet. De gemeten kracht-verplaatsingsdiagrammen met het karakteristieke softening gedrag blijken te worden gereproduceerd.

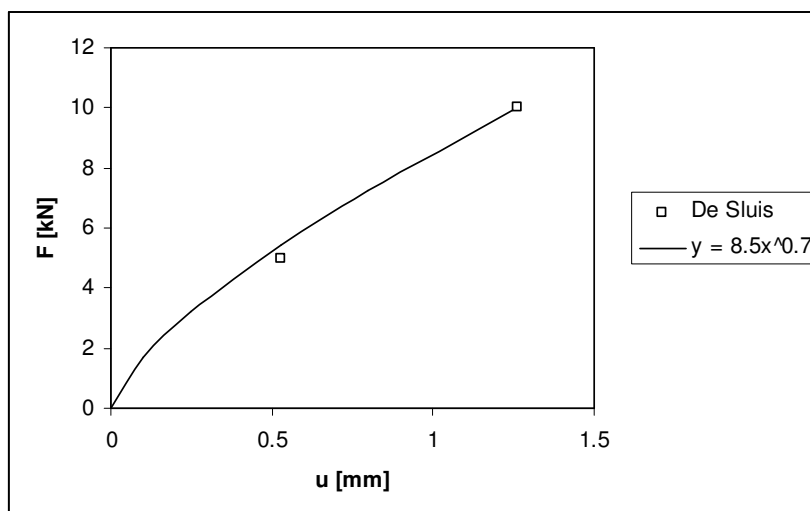
Het blijkt dat de meetpunten van de proeven op de verschillende locaties allen een karakteristiek softening gedrag vertonen, dat in een dimensieloze grafiek (fig. 71) een goede algemene trend laat zien.



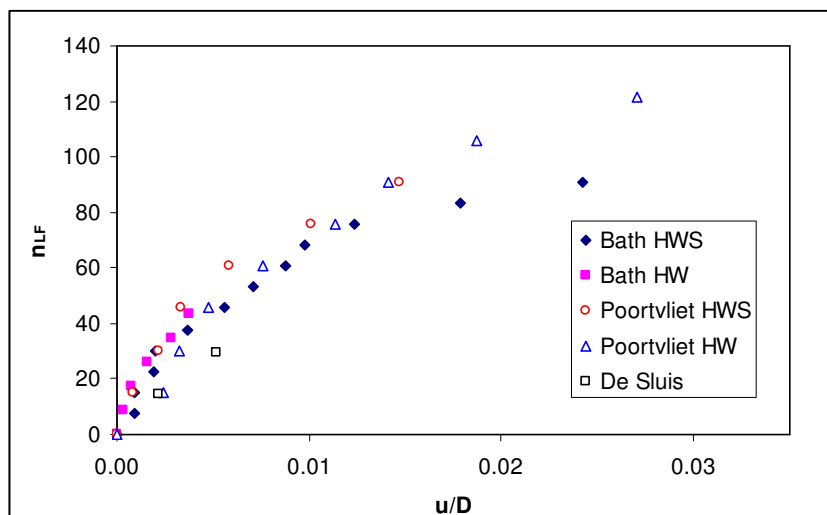
Figuur 68: Gemiddelde krachts- en verplaatsdata Bath



Figuur 69: Gemiddelde krachts- en verplaatsdata Poortmiet



Figuur 70: Gemiddelde krachts- en verplaatsdata De Sluis



**Figuur 71: Gemiddelde krachts- en verplaatsdata alle enkelsteensproeven; dimensieloos met belastingfactor  $n_{LF}$  tegen verplaatsing  $u/D$**

In de tabellen 95 t/m 99 zijn enkele regels grijs weergegeven. Van het betreffende belastingniveau zijn de range waarover verplaatsingen zijn gemeten en gemeten krachten redelijk consistent. Voor deze belastingniveaus wordt een berekening met het EEM strokenmodel gemaakt. Voor een toelichting op het model wordt verwezen naar de paragrafen 2.4 en naar 8.6.

**Tabel 100: Resultaten analyse EEM strokenmodel**

	TA-HWS	TB-HWS	TB-HW	TC
indicatie % van grootste kracht	75%	100%	63%	50%
F [kN]	<b>45</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>5</b>
q [kPa]	9.3	5.8	5.8	5.9
Lx [m]	2.190	2.440	2.370	0.960
Ly	2.330	1.950	2.010	0.970
knoopkracht Q [kN]	-13.6	-7.8	-7.8	-2.8
u gemeten [mm]	3.77	3.53	2.73	0.53
Ex [Mpa]	42	200	175	8
Ey	64	110	120	8
u berekend	3.79	3.51	2.78	0.52
randdwarskracht Vx (restwaarde) [kN]	4.5	3.7	2.3	-0.2
randdwarskracht Vy	4.4	3.6	2.3	-0.2
restwaarden als % van F	20%	24%	19%	-6%
randmoment Mx [kNm]	-4.3	-2.5	-1.9	-0.1
mid moment Mx	5.9	3.2	2.6	0.2
randmoment My	-3.3	-2.9	-2.1	-0.1
mid moment My	4.3	3.6	2.7	0.2
E [MPa]	300	600	600	300
$\sigma_1$ [Mpa]	0.9	1.0	1.0	0.5
Nu [kN]	347	240	240	123
Nx	37.4	22.0	24.0	1.7
Ny	24.3	40.0	35.0	1.7
e/D rand Mx	0.30	0.47	0.33	0.18
e/D mid Mx	0.41	0.60	0.46	0.46

e/D rand My	0.36	0.30	0.24	0.19
e/D mid My	0.45	0.38	0.33	0.47

Voor de langste van de twee onderling loodrechte stroken wordt de grootste E-modulus berekend. Bij de gevonden oplossing worden de rest-dwarskrachten verdeeld gelijkelijk verdeeld over de twee stroken. Het grootste moment blijkt op te treden in de kortste strook.  $N_x$  en  $N_y$  worden zodanig bepaald dat deze de bekende relatie met  $E_x/E$  en  $E_y/E$  respecteren.  $\sigma_1$  wordt zodanig bepaald dat e/D niet groter dan 0.5 is. Alleen in het geval TB-HWS is een overschrijding geaccepteerd omdat de belasting daar gelijk is aan de bezwijkbelasting. Zolang de waarden voor e/D gemiddeld kleiner dan 0.5 zijn is de constructie namelijk nog niet bezwaken.

Uit deze gemiddelde analyse blijkt een  $E_f$  van circa 50 MPa voor de Hydroblocks en circa 150 MPa voor de Basalton op de locatie Poortvliet. (De zeer lage waarde bij De Sluis hier buiten beschouwing gelaten.) De normaalkrachten zijn in de orde 25 à 40 kN/m, wat vrij hoog is.

In paragraaf 8.6 worden de proeven afzonderlijk op dezelfde wijze uitgewerkt, waarna er meer gerichte conclusies over de E-moduli en de normaalkrachten kunnen worden getrokken.

## 8.5 Helling gemeten kracht-weg diagrammen

In hoofdstuk 6 zijn kracht-weg diagrammen gepresenteerd. Uit deze grafieken kunnen hellingen worden afgelezen. Deze zijn een maat voor de stijfheid van de zetting. In de tabel hieronder zijn de waarden van de hellingen weergegeven. De gegevens zijn bepaald aan de hand van een analyse van de driesteens proeven en met de hand afgelezen. Hierbij zijn de starthellingen bepaald. De meeste stenen vertonen softening gedrag bij de overschrijding van een zekere waarde.

**Tabel 101: Overall helling in de kracht-weg diagrammen**

	gemiddeld [10 <sup>6</sup> N/m]	minimaal [10 <sup>6</sup> N/m]	maximaal [10 <sup>6</sup> N/m]	knikpunt softening bij [kN]
Bath HWS	7,7	3,3	12,0	10
Bath HW	7,7	3,3	12,0	10
Poortvliet HWS	5,8	3,0	8,6	8
Poortvliet HW	5,8	4,0	7,5	8
Sluis	2,9	1,7	4,0	5

De verschillen die uit deze tabel naar voren komen zijn overeenkomstig de verwachtingen. De toplaagdikte bij Bath is groter. Poortvliet scoort redelijk goed, met gelijke gemiddelden, maar een grotere spreiding op de HWS lijn. Sluis scoort lager en dat is ook duidelijk zichtbaar in de betreffende grafieken. Voor de afhankelijkheid van de toplaagdikte D zie paragraaf 8.8.2.

De waargenomen verschillen kunnen ook in belangrijke mate samenhangen met de grootte van de normaalkracht (zie hoofdstuk 2). De normaalkracht wordt verondersteld afhankelijk te zijn van de afstand van tot de bovenzijde van het talud en ook van de toplaagdikte D.

In de volgende tabellen zijn de resultaten van de individuele proeven getoond. De kracht bij 1 mm en bij 5 mm verplaatsing van de steen naast de treksteen is getoond. Deze getallen zijn een maat voor de stijfheid van het 'kattenrug'-mechanisme. De waarden voor de driesteensproeven zijn gepresenteerd als drie individuele proeven.

In figuur 58 zijn vervolgens de trends per soort proef uitgezet. Het blijkt dat er (na selectie op de invloed van de teen) geen grote verschillen waarneembaar zijn.

De enkelsteensproeven in Bath zijn merkbaar stijver, wat zich mogelijk laat verklaren door een afhankelijkheid van de toplaagdikte D. In de navolgende figuren is voor de totale populatie de afhankelijkheid van D nagegaan.

**Tabel 102: Hellingen in de 1° mm van de kracht-weg diagrammen**

Proef	Kracht bij 1 mm verplaatsing direct naast de treksteen			Gemiddeld A t/m C
	A	B	C	
TA1				
TA2		16.7		
TA3		32.4		
TA4		24.8		
TA5		26.4		
TA6		12.6	7.4	10.0
TA7	39.6	31.3	8.1	26.3
TA8		20.8		20.8
TA9		10.8	3.8	7.3
TA10	6.4	10.1	11.4	9.3
TA11	28.2	16.3	23.1	22.5
TA12				
TA13		21.8		
TA14				
TA15				
TA16		10.4		
TA17	6.7			6.7
TA18		4.8	2.9	3.8
TA19	8.9		25.1	17.0
TA20	18.4	16.9	6.0	13.8
TA21	23.5	13.8	5.6	14.3
TA22	13.3	9.2		11.2
TB1		22.0		
TB2		3.9		
TB3		20.5		
TB4		1.4		
TB5		16.8		
TB6		4.4	0.6	2.5
TB7	34.6	8.6	11.4	18.2
TB8	10.7			10.7
TB9	9.9	1.8	10.3	7.3
TB10	3.7	7.3	10.0	7.0
TB11	7.4	5.9	3.5	5.6
TB12		9.1		
TB13		19.2		

Proef	Kracht bij 1 mm verplaatsing direct naast de treksteen			
	A	B	C	Gemiddeld A t/m C
TB14		17.7		
TB15		12.0		
TB16		8.3		
TB17	15.4	12.4	14.8	14.2
TB18		8.2		8.2
TB19	17.8	12.7	15.2	15.2
TB20		10.8		10.8
TB21	5.0	3.7	25.8	11.5
TB22	7.5			7.5
TC1		2.7		
TC2		6.4		
TC3		3.1		
TC4		2.1		
TC5		5.9		
TC6		4.4		
TC7		7.8		
TC8	8.2	4.8	7.3	6.8
TC9	7.9	6.0	14.7	9.6
TC10	7.2	3.6	9.4	6.8
TC11	5.2	7.3	4.8	5.8
TC12	10.4	4.1	8.1	7.6
TC13	14.6	5.0	4.9	8.2
TC14	5.2	4.5	5.5	5.0
TC15	6.6	6.2	7.2	6.7

**Tabel 103 Hellingen in de eerste 5 mm van de kracht-weg diagrammen**

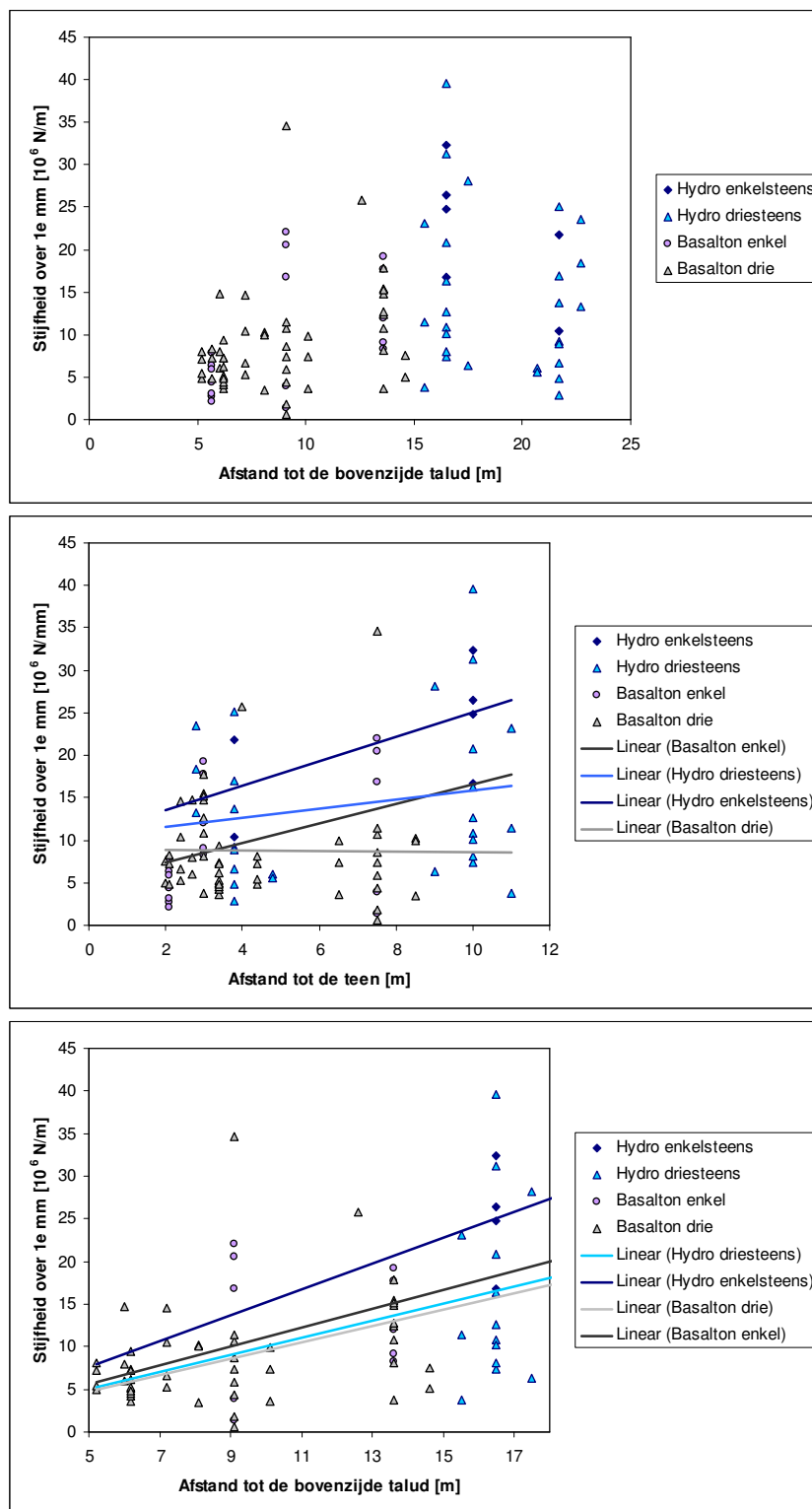
Proef	Kracht bij 5 mm verplaatsing direct naast de treksteen			
	A	B	C	Gemiddeld A t/m C
TA1				
TA2		41.3		
TA3				
TA4				
TA5				
TA6				
TA7	58.3	55.1	17.4	43.6
TA8				
TA9				
TA10		17.5		17.5
TA11	13.8	42.0		27.9
TA12				
TA13				
TA14				
TA15				
TA16				
TA17				
TA18				
TA19				
TA20				
TA21			11.9	11.9
TA22				



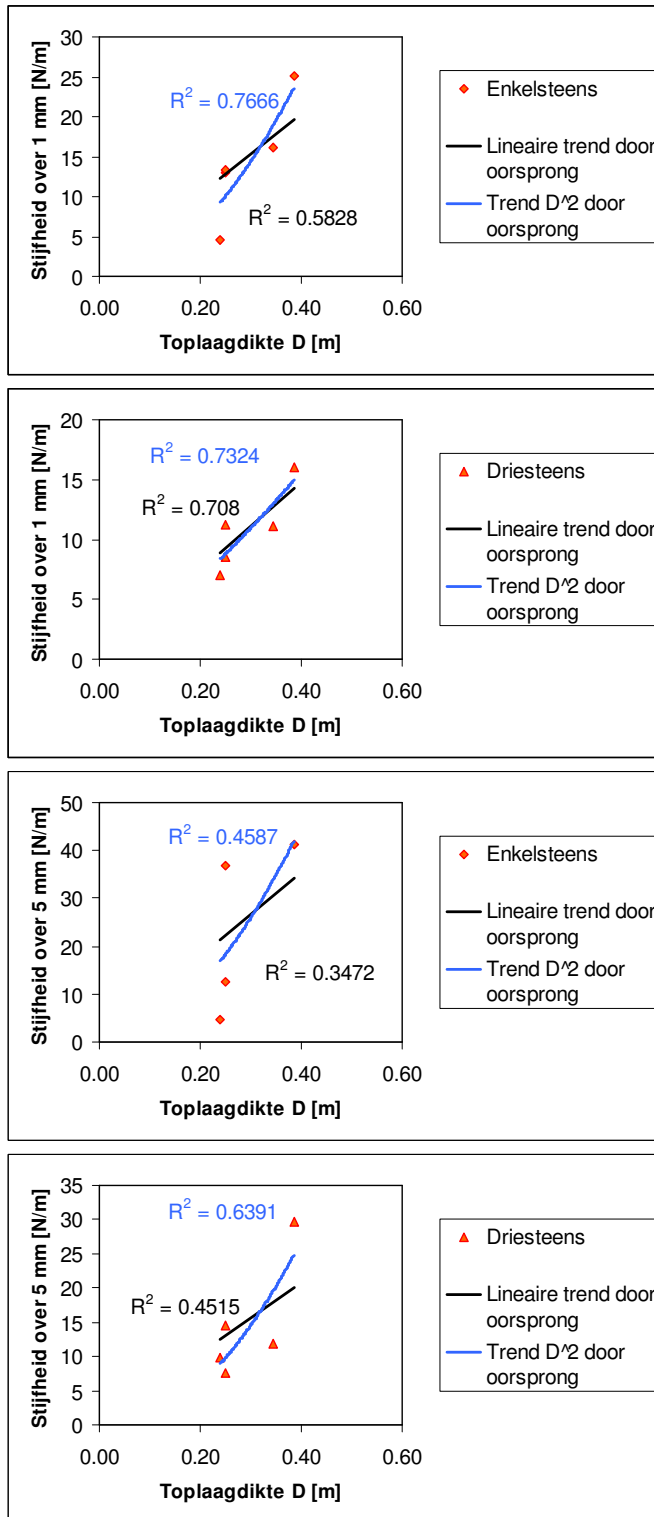
Proef	Kracht bij 5 mm verplaatsing direct naast de treksteen			
	A	B	C	Gemiddeld A t/m C
TB1				
TB2		11.4		
TB3				
TB4		13.8		
TB5				
TB6				
TB7		12.8	4.4	8.6
TB8				
TB9				
TB10			8.8	8.8
TB11	6.5	4.1		5.3
TB12				
TB13				
TB14		38.4		
TB15				
TB16		35.1		
TB17				
TB18				
TB19		13.9	19.9	16.9
TB20				
TB21	3.8	20.3		12.1
TB22				
TC1		7.1		
TC2				
TC3				
TC4		2.4		
TC5				
TC6				
TC7				
TC8				
TC9	8.3	9.5	10.7	9.5
TC10				
TC11			6.7	6.7
TC12		12.8	8.1	10.4
TC13	18.8	11.4		12
TC14		8.8		8.8
TC15		10.9		10.9

**Tabel 104 Hellingen in de eerste stukken van de kracht-weg diagrammen (gemiddelde waarden uit tabel 102 en 103)**

	Enkelsteens		Driesteens (gemiddeld)	
	Kracht [kN] bij 1 mm	Kracht bij 5 mm	Kracht bij 1 mm	Kracht bij 5 mm
Bath HWS	25.1	41.3	16.0	29.7
Bath HW	16.1		11.1	11.9
Poortvliet HWS	12.9	12.6	8.5	7.6
Poortvliet HW	13.2	36.7	11.2	14.5
De Sluis	4.6	4.8	7.0	9.7

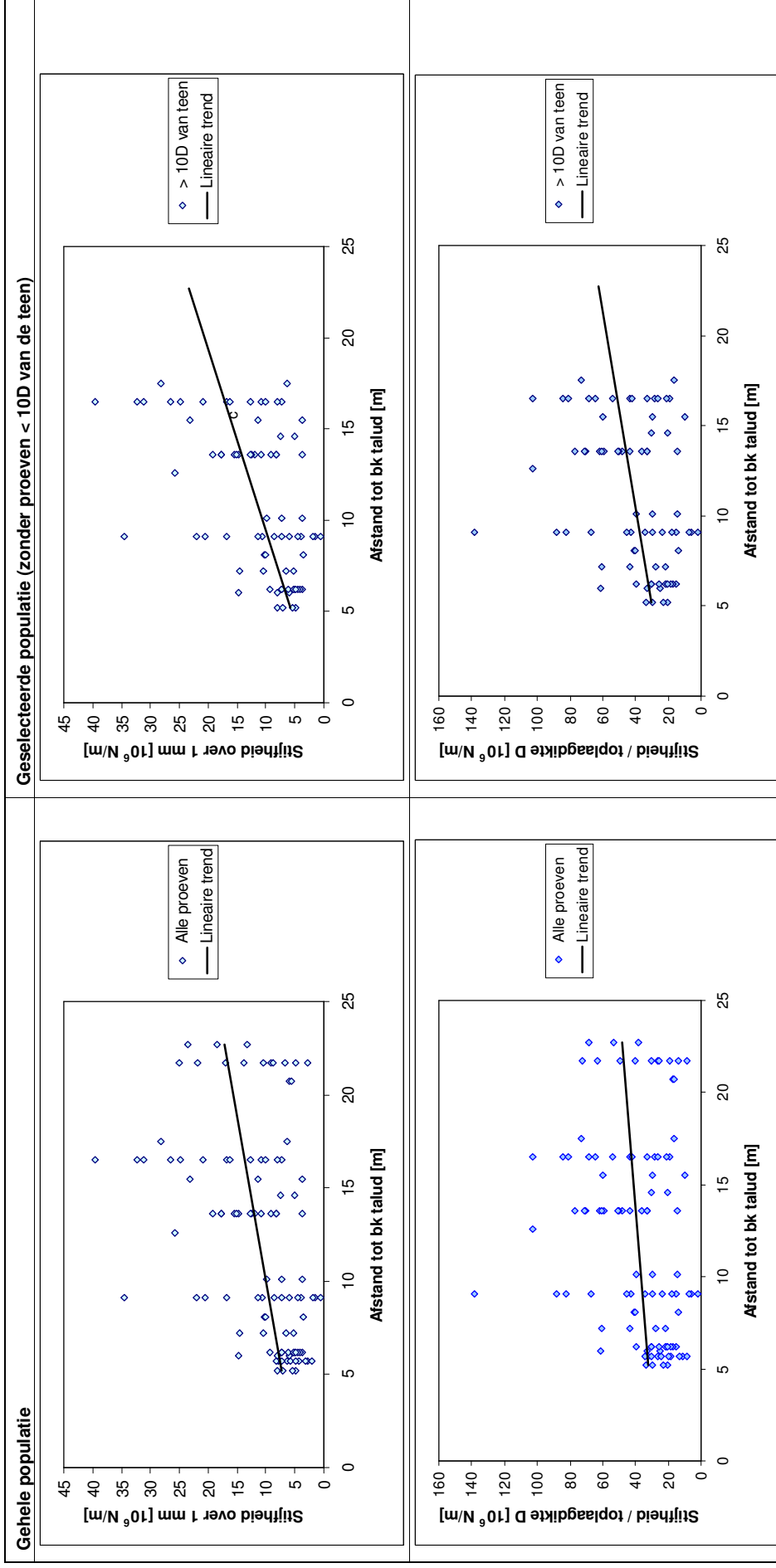


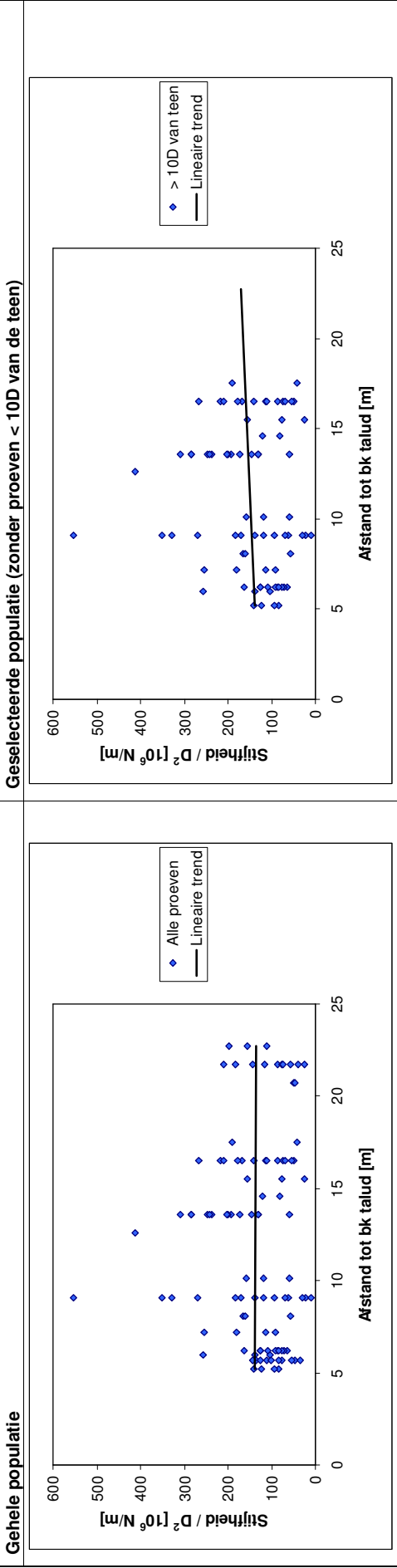
**Figuur 72: Gevonden stijfheidgetallen over 1° mm uitgezet tegen positie op talud voor resp. gehele populatie tegen afstand tot de bovenzijde van het talud, voor gehele populatie tegen afstand tot de teen, en voor geselecteerde populatie (zonder proeven minder dan 10D van de teen)**



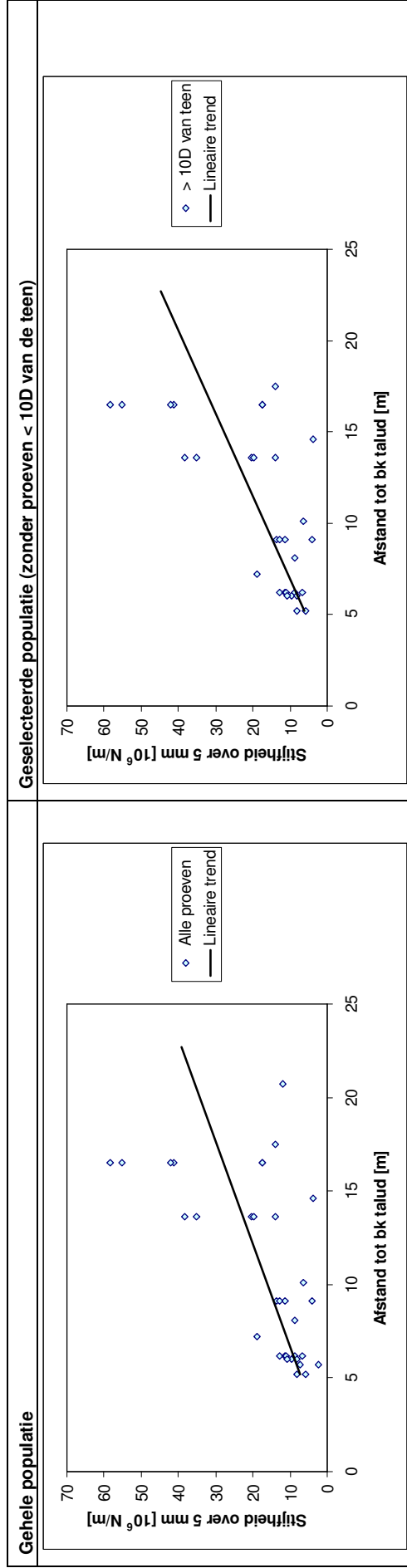
Figuur 73: Gevonden stijfheidgetallen over 1 en 5 mm uitgezet tegen de toplaagdikte

Tabel 105: Trends in stijfheidgetallen over 1° mm, resp. stijfheid sec, stijfheid / D en stijfheid / D<sup>2</sup>



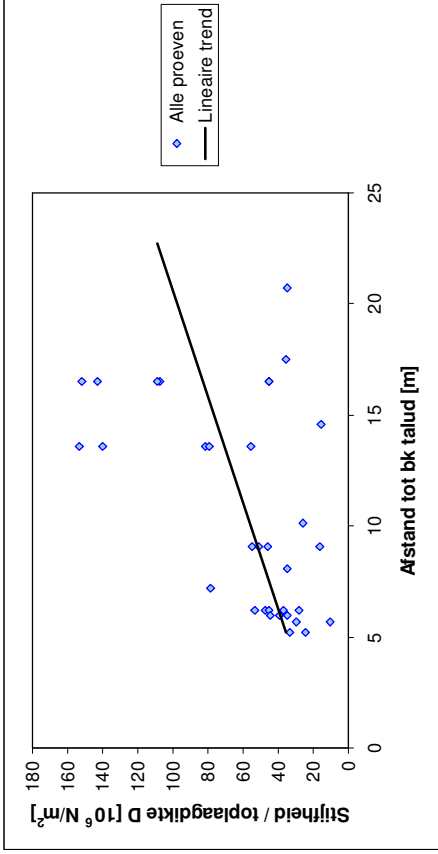


Tabel 106: Trends in stijfheidgetallen over eerste 5 mm, resp. stijfheid sec, stijfheid / D en stijfheid / D<sup>2</sup>

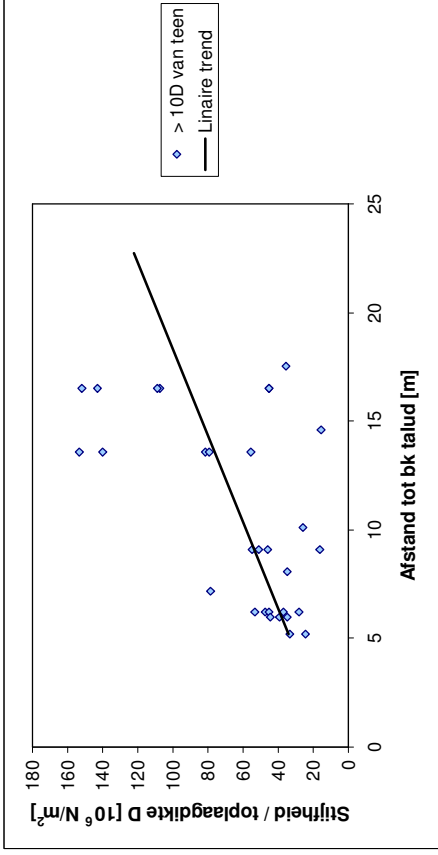




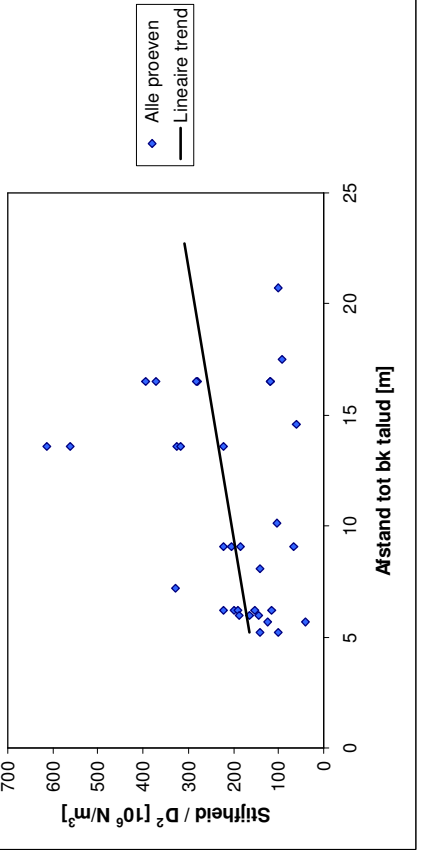
Gehele populatie



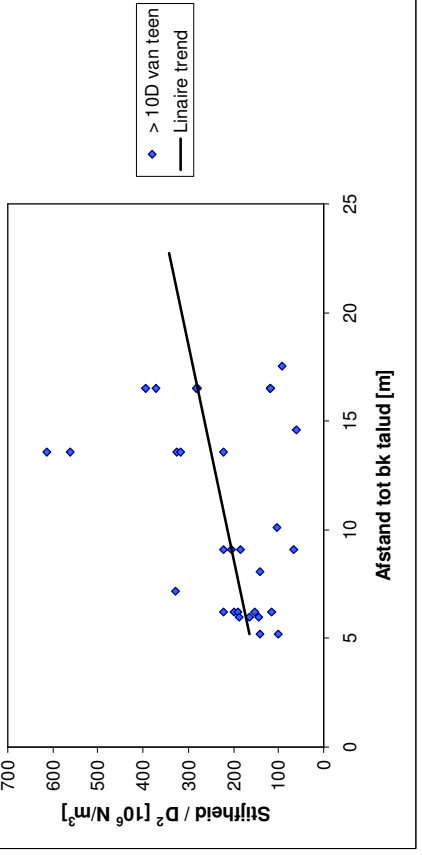
Geselecteerde populatie (zonder proeven < 10D van de teen)



Gehele populatie



Geselecteerde populatie (zonder proeven < 10D van de teen)



Uit de gepresenteerde waarden kan worden geconcludeerd dat er voor de geselecteerde populatie voor de '1 mm stijfheid' een lineaire afhankelijkheid is van de afstand tot de bovenzijde van het talud (tabel 105 figuur rechtsboven). Dit geldt ook voor de '5 mm stijfheid'. De spreiding is groot.

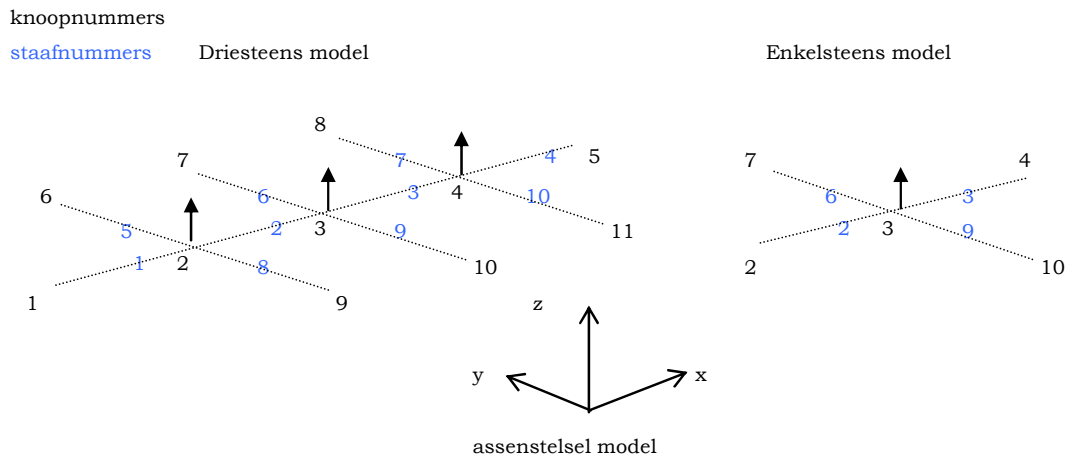
## 8.6 Analyse individuele proeven met strokenmodel EEM

Het eindige elementen model dat in deze paragraaf wordt besproken, is opgesteld om een gedetailleerdere berekening van de zettingseigenschappen mogelijk te maken. Met dit model is het ook mogelijk om de driesteensproeven goed te modelleren.

De proefgegevens die bij deze analyse zijn gebruikt worden handmatig afgelezen uit speciaal geselecteerde proeven. Die proeven zijn bij de datavalidatie naar voren gekomen omdat ze een nette contourlijn vormen. Deze proeven zijn naar verwachting goed bruikbaar in de analyse. Omdat de aflezing van de gegevens handmatig gebeurt, zullen er geen lokale verstoringen in het verplaatsingsvlak worden meegenomen. Ook dit moet de kwaliteit van de analyse ten opzichte van de analyse van de gemiddelde datasets doen verbeteren.

### 8.6.1 Methodiek

Het enkelsteens eindige elementen model bestaat uit 4 elementen, het driesteens model bestaat uit 10 elementen. In de figuur hieronder is de naamgeving van deze elementen vastgelegd.



**Figuur 74 Assenstelsel en elementbenoeming EEM**

In een constructiemodel volgens de EEM zijn de eigenschappen van de afzonderlijke elementen in een elementstijfheidsmatrix opgenomen. De systeemstijfheidsmatrix is samengesteld uit de elementmatrices. Omdat van een aantal knopen de vrijheidsgraden verhinderd zijn is deze matrix kleiner dan de volledige optelsom van knopen  $\times$  vrijheidsgraden per knoop. Voor de driesteens proeven zijn er drie vrije knopen en is de matrix  $9 \times 9$ , het enkelsteens model bezit slechts één vrije knoop en heeft een  $3 \times 3$  grote systeemstijfheidsmatrix.

Om de proeven te beschrijven met dit model is het nodig de verdeelde belasting uit het eigen gewicht om te rekenen naar knoopbelastingen. Het eigen gewicht wordt op geometrische basis verdeeld over de knopen, waarbij de lengtes van ieder element als basis wordt genomen voor de verdeling. De verdeelde belasting op iedere staaf wordt halverwege gesplitst en naar de dichtstbijzijnde knoop afgedragen. In het centrum, voor knoop 2, 3 en 4, wordt een correctie toegepast middels de verdeling van de belasting onder 45°. Hierbij wordt voor iedere representatieve knooplast een reductiefactor berekend door de staaflengte te vergelijken met de “eenheidsstaven” 2 en 3, beide van 1m. Hierbij wordt de volgende formule voor de correctiefactor aangehouden  $(L_x - 0.25)/L_x$ .

De volgende proeven zijn geanalyseerd.

**Tabel 107 Proeven gebruikt bij analyse met EEM**

<b>Enkelsteens</b>	<b>Tijdstap</b>	<b>Driesteens</b>	<b>Tijdstap</b>
TA2	309	TA7	125
TA3	125	TA8	137
TA4	253	TA10	657
TA13	201	TA11	117
TA15	261	TA20	237
TA16	261	TA21	129
TB1	81	TB8	85
TB2	85	TB10	77
TB3	101	TB18	93
TB4	193	TB19	53
TB5	261	TB20	65
TB12	53	TC8	165
TB14	61	TC12	93
TB15	189	TC13	113
TB16	249		
TC1	57		
TC2	145		
TC3	93		
TC4	225		
TC5	281		
TC6	149		
TC7	125		

### 8.6.2 Stijfheden zoals berekend met EEM

De stijfheden zijn per proef handmatig ingesteld zodanig dat de krachtsverdeling en vervormingen overeenkomen met, respectievelijk, de theorie en de metingen. Tevens is er naar gestreefd de rand-dwarskrachten (verticale oplegreacties) op nul te stellen. Om deze stijfheden en de afhankelijkheden van andere parameters weer te geven zijn een aantal grafieken gemaakt.

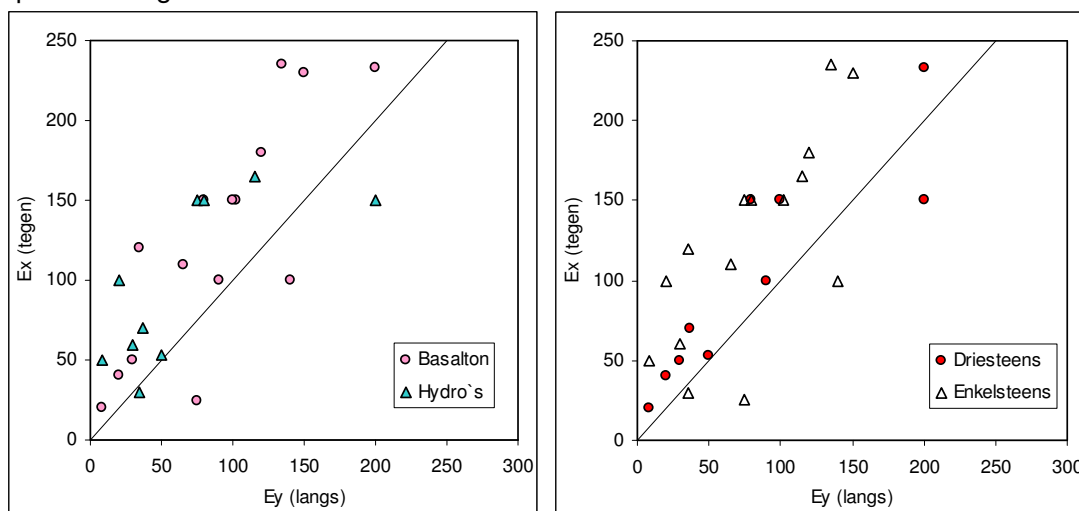


**Tabel 108 Resultaten EEM analyse**

	1/3 steens	$n_{LF}$	$n_{LF \max}$	$n_{LF} / n_{LF \max}$	$E_x$ [MPa]	$E_y$ [MPa]	$E_y/E_x$	$E_{axiaal}$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	$N_x$ [kN/m]	$N_y$ [kN/m]	$N_x/N_y$
<b>Hydroblocks</b>												
TA2	1	63.0	90.9	0.69	100	20	0.20	300	1.4	87.7	17.8	4.9
TA3	1	66.4	68.2	0.97	150	75	0.50	300	0.6	52.8	26.4	2.0
TA4	1	81.1	90.9	0.89	165	115	0.70	300	0.5	49.8	34.8	1.4
TA13	1	67.1	69.0	0.97	60	30	0.50	300	1.0	33.8	16.7	2.0
TA15	1	20.5	25.9	0.79	30	35	1.17	300	0.2	4.1	4.8	0.9
TA16	1	37.2	37.9	0.98	50	8	0.16	300	1.3	36.8	5.7	6.4
TA7	3	64.1	115.2	0.56	150	200	1.33	300	0.4	54.0	47.0	1.1
TA8	3	32.6	48.0	0.68	70	37	0.52	300	0.8	7.3	37.0	0.2
TA10	3		54.2									
TA11	3	43.1	148.6	0.29	150	80	0.53	300	0.4	30.1	23.1	1.3
TA20	3	33.8	51.0	0.66	53	50	0.94	300	0.9	14.6	37.0	0.4
TA21	3		70.7									
	1			av						44.2	17.7	2.5
	3			av						26.5	36.0	0.7
				av	97.8	65.0	0.7		0.73			
				stdev	51.4	57.2	0.4		0.39			
<b>Basalton</b>												
TB1	1	79.4	106.1	0.75	180	120	0.67	600	0.7	25.9	17.3	1.5
TB2	1	43.6	45.5	0.96	150	80	0.53	600	0.5	13.8	7.4	1.9
TB3	1	90.9	97.0	0.94	230	150	0.65	600	0.9	40.5	26.4	1.5
TB4	1	47.0	51.5	0.91	235	135	0.57	600	0.3	13.2	7.6	1.7
TB5	1		60.6									
TB12	1	51.2	51.5	0.99	120	35	0.29	600	1.0	24.0	7.0	3.4
TB14	1	91.8	121.2	0.76	100	140	1.40	600	1.3	25.2	35.3	0.7
TB15	1	73.6	81.8	0.90	110	65	0.59	600	1.2	27.1	16.0	1.7
TB16	1	90.9	130.3	0.70	150	102	0.68	600	1.1	31.8	21.6	1.5
TC1	1	24.3	29.4	0.83	25	75	3.00	300	0.3	2.8	8.2	0.3
TC2	1		29.4									
TC3	1		17.6									
TC4	1		23.5									
TC5	1		35.3									
TC6	1		29.4									
TC7	1		38.2									
TB8	3		50.3									
TB10	3	48.7	92.7	0.53	100	90	0.90	600	1.6	16.5	47.5	0.3
TB18	3		44.9									
TB19	3	67.8	153.9	0.44	150	100	0.67	600	1.7	68.6	25.7	2.7
TB20	3	54.1	59.5	0.91	233	200	0.86	600	0.4	16.6	20.8	0.8
TC8	3		36.4									
TC12	3	30.1	64.4	0.47	50	30	0.60	300	0.4	7.2	5.7	1.3
TC13	3	33.8	77.5	0.44	40	20	0.50	300	1.1	18.0	13.4	1.3
TC14	3	21.1	44.8	0.47	20	8	0.40	300	0.6	5.0	3.5	1.4
TC15	3		38.0									
	1			av						22.7	16.3	1.4
	3			av						22.0	19.4	1.1
				av	126	90.0		TB	0.96	27.6	21.1	
				stdev	73.2	53.8			0.46			
				av				TC	0.59	8.3	7.7	
				stdev					0.37			

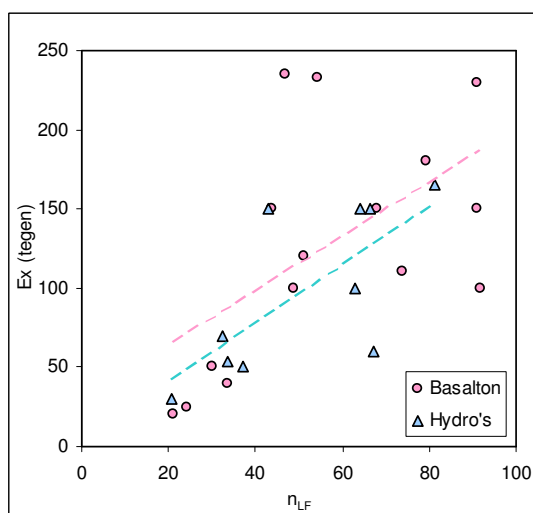
In de grafieken zijn de data van de enkelsteens en driesteensproeven gecombineerd. Hiervoor zijn de belastingen op dezelfde manier bewerkt als in paragraaf 8.1 is omschreven. De totale belasting is daar uitgedrukt in het aantal stenen dat wordt verplaatst,  $n_{LF}$ .

De stijfheden zijn in de onderstaande figuren weergegeven. Links zijn de waarden opgedeeld in steentype, rechts in proeftype. In beide grafieken is de lijn  $Ex=Ey$  weergegeven. Alle punten bóven deze lijn impliceren een stijvere zetting tegen de dijk op dan erlangs.



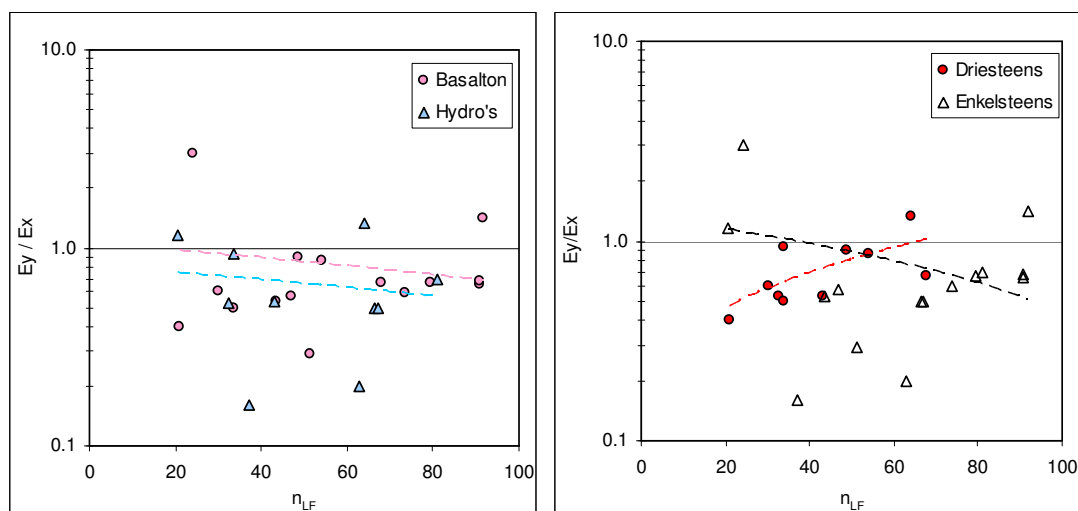
**Figuur 75: Richtingsafhankelijke Elasticiteitsmoduli zoals berekend met EEM**

De stijfheid blijkt gecorreleerd met de sterkte. In de onderstaande figuur wordt deze trend inzichtelijk gemaakt.



**Figuur 76: Correlatie tussen sterkte en stijfheid van proeven**

Uit de analyse blijkt ook dat de verhouding van de stijfheden in de twee richtingen gecorreleerd is met de grootte van de belasting. Deze trend is in de volgende figuren zichtbaar.



**Figuur 77: De sterkte van een proef heeft invloed op de richting van de krachtsafdracht**

Uit deze trend kan worden geconcludeerd dat bij sterkere stenen het aandeel van de stijfheid in de richting tegen het talud belangrijker is. Anders gezegd: de proeven waarbij grote sterktes gemeten zijn, ontleen deze aan de krachtwerving in de x-richting (langs het talud omhoog). Dit geldt zowel voor de Hydroblocks als de Basalton. In de rechterfiguur zijn dezelfde data uitgesplitst voor de enkel- en driesteensproeven. De driesteensproeven ondersteunen de genoemde trend niet. Dit is, mede gezien de grote spreiding, geen reden de relatie te verwerpen.

De gevonden waarden van de stijfheden kunnen als volgt worden samengevat:

**Tabel 109: Overzicht berekende E-moduli mbv EEM**

	Gemiddelde E modulus [MPa]	Indicatie standaard afwijking [MPa]
Hydroblock E <sub>y</sub>	64	57
Hydroblock E <sub>x</sub>	97	51
Basalton E <sub>y</sub>	90	53
Basalton E <sub>x</sub>	126	73

Uit tabel 85 kan worden bepaald dat een natuurlijke lijnvormige klemfactor van ongeveer 7 overeenkomt met een  $n_{LF}$  van ongeveer 40-50. De hier uitgezette factoren tot  $n_{LF} = 100$  zijn komen dus in de werkelijkheid niet voor. De trends in toenemende stijfheid en afnemende ratio  $E_y/E_x$  spelen in de natuur dus geen belangrijke rol.

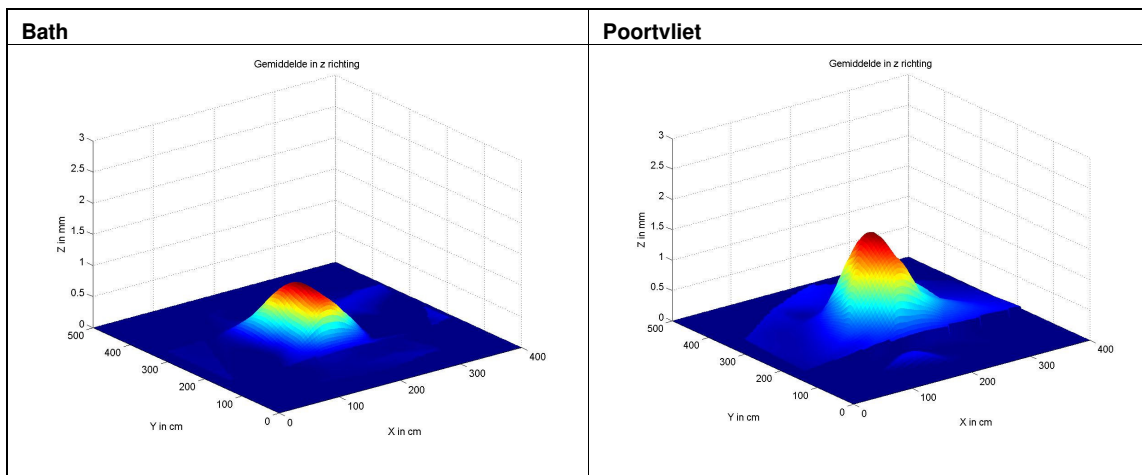
Het verschil in stijfheid tussen de Hydroblocks en Basalton werd ook reeds waargenomen bij de analyse in paragraaf 8.4. Daar was het verschil groter. De getallen in deze paragraaf worden meer betrouwbaar geacht.

## 8.7 Vergelijking gevonden modelafhankelijkheden en stijfheden met metingen

De vervormingen van de Hydroblocks en de Basalton stenen zijn niet zo verschillend als op basis van de verschillende geometrieën verwacht zou kunnen worden. De vervormingsverschillen veroorzaakt door het verschil in toplaagdikte wordt deels gecompenseerd door het vastgestelde stijfheidsverschil.

Om de uitkomsten van het model te vergelijken zijn de volgende twee grafieken gemaakt. Alle enkelsteens-metingen van de vervormingen bij een trekkracht 20 kN zijn gemiddeld. Metingen die deze belasting niet halen of op voorhand onbruikbaar zijn voor deze analyse zijn niet meegerekend.

**Tabel 110: Overzicht vervorming toplaagconstructies Bath en Poortvliet ten gevolge van een trekkracht van 20 kN**



De vervormingen in Poortvliet zijn bij een belasting van 20 kN ongeveer 2.4 maal groter dan in Bath (1.2 resp. 0.5 mm). Dit verschil wordt voornamelijk veroorzaakt door een effect van de toplaagdikte en een effect van het berekende verschil in de stijfheidsmodulus.

Voor het eindige elementen model geldt:

$$u \equiv \frac{qL^4}{EI}$$

$q$  is lineair afhankelijk van  $\rho D$

Bij een constante kracht  $F$  geldt dat  $qL^2$  constant is, waardoor  $L$  evenredig is met  $1/\sqrt{\rho D}$

$I$  is evenredig met  $D^3$

$$u \equiv \frac{\rho D \left( \frac{1}{\sqrt{\rho D}} \right)^4}{ED^3} = \frac{1}{E} \frac{1}{\rho} \frac{1}{D^4}$$

Voor de elastische cirkelvormige plaat geldt:

$$u = \frac{qR^4}{64EI} + \frac{FR^2}{16\pi EI} \text{ met } F = -q\pi R^2$$

$$u = \frac{3}{64\pi} \frac{FR^2}{EI}$$

Bij een constante kracht  $F$  geldt dat  $qR^2$  constant is, waardoor  $R$  evenredig is met  $1/\sqrt{\rho D}$

$I$  is evenredig met  $D^3$

$$u \equiv \frac{\left( \frac{1}{\sqrt{\rho D}} \right)^2}{ED^3} = \frac{1}{E} \frac{1}{\rho} \frac{1}{D^4}$$

Beide modellen geven dezelfde afhankelijkheid.

De dikte verhouding tussen Bath en Poortvliet bedraagt:  $\frac{\frac{1}{2} \times (0.385 + 0.345)}{0.24} = 1.52$

De berekende verhouding tussen de E-moduli tussen Hydroblocks en Basalton bedraagt:

$$\frac{64 + 97}{90 + 126} = 0.75$$

De verhouding van soortelijke massa bedraagt:  $\frac{3000}{2700} = 1.1$

$$\frac{1}{E} \frac{1}{\rho} \frac{1}{D^4} = \frac{1}{0.75} \frac{1}{1.1} \left( \frac{1}{1.52} \right)^4 = 0.22 = \frac{1}{4.4}$$

Uit de modelberekeningen zou een verplaatsingsverschil van een factor 4.4 kunnen worden verklaard. Het gemeten verschil bedraagt een factor 2.4, waarmee een factor 1.8 in meet- en modelon nauwkeurigheden moet worden gezocht. De twee gemeten toplaagelementdiktes in Bath en de twee verschillende meetwaarden voor de soortelijke massa in Poortvliet kunnen het verschil reeds verklaren.

## 8.8 Reversibiliteit

De cyclische meetproeven zijn uitgevoerd op een aantal belastingniveaus. De kracht werd gevarieerd tussen 0 en 35% en tussen 0 en 65% van de belasting. Ook is het zo dat er door het verschijnsel van het springen van de stenen, en het vervolgens weer hervatten van de proef in die gevallen onbedoeld een cyclische belasting is opgetreden.

In het krachtverplaatsingsdiagram waarin de kracht wordt uitgezet tegen de verplaatsing naast de treksteen kan worden waargenomen of de herhaalde belasting gepaard gaat met een toename van de vervorming.

**Tabel 111: Verschuivingwaarden van de vervorming bij cyclische proeven**

Proefcode [-]	belasting [kN]	Verschuiving per cyclus *) [mm]	Laatste verschuiving **) [mm]
TA4	20	0	0,5
TA5	40	0,5	2,5
TA15	15	0	0,2
TA16	20	0,3	0,5
TB4	5	0	0,1
TB5	10	0	0,4
TB15	5	0	0
TB16	10	0	0,2
TC4	5	0	0,4
TC5	10	0,5	0,8
TC6	7,5	0,3	0,6
TC7	10	0,8	2

\*) Verschuiving na aflaten van de belasting

\*\*) Verschuiving na aanbrengen laatste belasting

Het blijkt dat er een drempelwaarde is tot waar er geen verschuiving waarneembaar is, en waarboven wel verschuiving optreedt. In Bath bedraagt deze drempelwaarde 15 à 20 kN, in Poortvliet 10 kN en in De Sluis 5 kN.

## 8.9 Orthogonaliteit van de toplaagconstructie

Uit de testen is duidelijk gebleken dat de toplaag in twee richtingen belasting afdraagt. Zowel de enkelsteens als de beide typen driesteens proeven geven dit beeld. Het is zelfs zo dat de twee typen driesteens proeven niet een heel duidelijke differentiatie in sterkte en stijfheidgetallen laten zien op basis waarvan geconcludeerd kan worden dat de zetting in de richting van het talud sterker is dan in langsrichting.

De toplaag kan voor beide beproefde typen toplaagelementen, Basalton en Hydroblocks, worden beschouwd als een orthogonaal werkend systeem, waarbij de sterkte in beide richtingen van gelijke orde van grootte is. De driesteensproeven hebben wat dit betreft hun nut bewezen.

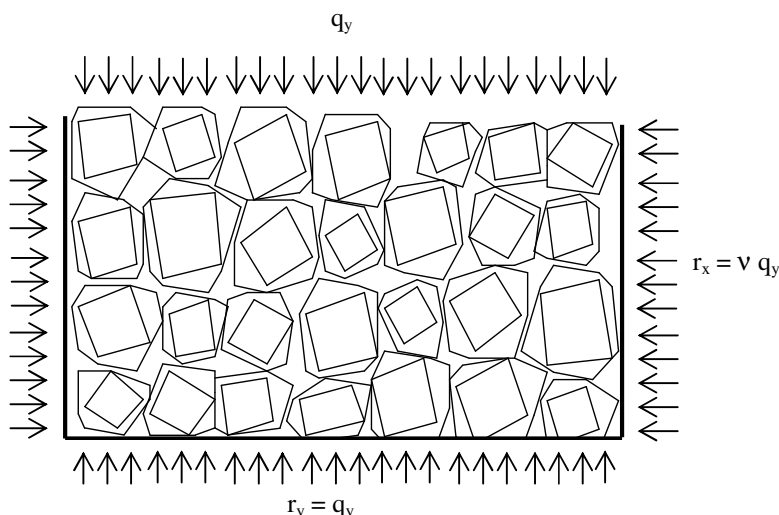
De gedachte is dat de wijze waarop dit gedrag tot stand komt bij de Basalton en bij de Hydroblock zettingen verschillend kan zijn.

Bij de Basaltonzetting vertaalt een met de afstand tot de bovenzijde toenemende normaalkracht in de richting van het talud zich, door de verdichting in die richting en door de vorm van de zuilen, ook in een verdichting in de langsrichting en raakt de zetting ook in die richting opgespannen. Wat dat betreft is er kennelijk een analogie met een (vrijwel) hydrostatische spanningsverdeling (zie figuur 78).

Voor de Hydroblocks is dit mechanisme door de vorm van de zuilen veel minder voor de hand liggend. De horizontale rijen in elkaar grijpende Hydroblocks werken als balkjes. Gedacht vanuit dit constructieprincipe zijn er twee wijzen van redeneren denkbaar:

- de Hydroblocks hebben door de in elkaar grijpende vorm een sterkere klemming in de langsrichting;
- de Hydroblocks hebben door de rijen geen goede mogelijkheid om de verticale normaalkrachtsopbouw om te zetten in horizontale. Daarom zal een Hydroblock glooiing een sterkere klemming hebben in de richting van het talud.

Uit de proefresultaten blijkt een orthogonale werking. Kennelijk zijn er twee mechanismen die voor normaalkrachtsopbouw zorgen, waardoor een orthogonaal werkend geheel ontstaat.



**Figuur 78: Principe opbouw van normaalkracht in twee richtingen in een Basalt ontoplaag**

Door de bewezen orthogonaliteit is het mogelijk de resultaten van de enkelsteensproeven relatief eenvoudig om te rekenen naar constructie-eigenschappen ten behoeve van de analyse van lijnvormige belasting. Dat is gebeurd in paragraaf 8.3.

## 8.10 Analyse gevonden normaalkrachten

Er zijn in dit rapport meerdere wijzen van bepalen voor  $N_x$  ontwikkeld en gepresenteerd. In deze paragraaf worden de resultaten van deze bepalingswijzen vergeleken. Bij de eerste methode wordt gezocht naar een match van de gemeten vervormingen en de berekende momenten die behoren bij de gemeten belasting. Dit is beschreven in paragraaf 8.4. De resultaten daarvan zijn in de onderstaande tabel weergegeven in de kolom 'EEM stijfheidsanalyse'.

Bij de tweede methode wordt alleen gekeken naar de berekende momenten die behoren bij de gemeten belasting. Er wordt gezocht naar de kleinst mogelijke normaalkracht waarmee de momenten zijn op te nemen. De resultaten daarvan zijn in de onderstaande tabel weergegeven in de kolom 'EEM Ondergrens evenwicht op buiging'. De tweede methode levert lagere normaalkrachten.

Als laatste is ook de bepalingswijze met de elastische cirkelvormige plaat, waarbij achtereenvolgens  $V$ ,  $N_r$  en  $N_0$  worden bepaald. Zie hiervoor paragraaf 8.4. Deze methode wordt betrokken op  $n_{LF,max}$  en niet op de  $n_{LF}$  van de geselecteerde belastingstap waar de EEM berekeningen mee zijn uitgevoerd. De resultaten zijn hieronder weergegeven en vergeleken.

Daarbij valt op dat de bepalingsmethode met het plaatmodel in de meeste gevallen nog weer lagere normaalkrachten geeft dan de methode 'ondergrens op buiging'. In de gevallen dat er een lagere waarde gevonden wordt, moet deze worden opgevat als een waarde die minimaal aanwezig moet zijn voor evenwicht op dwarskracht in het centrum van de plaat. Indien uit de EEM-analyse blijkt dat er een hogere normaalkracht aanwezig moet zijn geweest kan bij deze hogere normaalkracht uiteraard ook evenwicht op dwarskracht worden gevonden.

Als werkelijke, theoretische ondergrens zou het maximum van de bepalingen 'EEM ondergrens op buiging' en 'Plaatmodel dwarskracht treksteen' moeten worden gekozen.



**Tabel 112: Resultaten analyse normaalkrachten**

			EEM stijfheids- analyse		EEM Ondergrens evenwicht op buiging				vgl	Plaatmodel dwarskracht treksteen		vgl
	1/3 steens	n <sub>LF</sub>	N <sub>x</sub>	N <sub>y</sub>	N <sub>x</sub>	N <sub>y</sub>	N <sub>av</sub> = 1/2 x (N <sub>x</sub> +N <sub>y</sub> )	N <sub>x</sub> / N <sub>y</sub>	Ondergrens / stijfheidsanalyse	n <sub>LF</sub> max	N <sub>0</sub>	N <sub>0</sub> / N <sub>av</sub>
<b>Hydroblocks</b>												
TA2	1	63	87.7	17.8	25.6	5.2	15.4	4.9	0.29	91	10.0	0.65
TA3	1	66	52.8	26.4	21.1	10.6	15.8	2.0	0.40	68	8.7	0.55
TA4	1	81	49.8	34.8	35.0	24.4	29.7	1.4	0.70	91	10.0	0.34
TA13	1	67	33.8	16.7	24.2	11.9	18.0	2.0	0.71	69	7.7	0.43
TA15	1	21	4.1	4.8	2.9	3.4	3.1	0.9	0.71	26	4.7	1.49
TA16	1	37	36.8	5.7	9.6	1.5	5.5	6.4	0.26	38	5.7	1.03
TA7	3	64	54.0	47.0	40.0	22.4	31.2	1.8	0.48			
TA8	3	33	7.3	37.0	2.7	13.4	8.1	0.2	0.36			
TA10	3											
TA11	3	43	30.1	23.1	12.9	9.9	11.4	1.3	0.43			
TA20	3	34	14.6	37.0	8.5	21.5	15.0	0.4	0.58			
TA21	3											
	1	av	44.2	17.7	19.7	9.5	14.6	2.1	0.54		7.8	0.75
	3	stdev	26.5	36.0	16.0	16.8	16.4	1.0	0.47			
<b>Basalton</b>												
TB1	1	79	25.9	17.3	23.8	15.8	19.8	1.5	0.92	106	9.2	0.46
TB2	1	44	13.8	7.4	9.6	5.1	7.4	1.9	0.70	45	6.0	0.82
TB3	1	91	40.5	26.4	35.0	22.8	28.9	1.5	0.86	97	8.8	0.30
TB4	1	47	13.2	7.6	9.4	5.4	7.4	1.7	0.71	52	6.4	0.86
TB5	1											
TB12	1	51	24.0	7.0	14.4	4.2	9.3	3.4	0.60	52	6.4	0.69
TB14	1	92	25.2	35.3	25.2	35.3	30.2	0.7	1.00	121	9.8	0.32
TB15	1	74	27.1	16.0	22.0	13.0	17.5	1.7	0.81	82	8.1	0.46
TB16	1	91	31.8	21.6	28.2	19.1	23.7	1.5	0.89	130	10.2	0.43
TC1	1	24	2.8	8.2	2.3	7.0	4.7	0.3	0.85	29	5.0	1.06
TC2	1											
TC3	1											
TC4	1											
TC5	1											
TC6	1											
TC7	1											
TB8	3											
TB10	3	49	16.5	47.5	13.7	39.3	26.5	0.3	0.83			
TB18	3											
TB19	3	68	68.6	25.7	15.0	5.6	10.3	2.7	0.22			
TB20	3	54	16.6	20.8	13.3	16.6	15.0	0.8	0.80			
TC8	3											
TC12	3	30	7.2	5.7	4.5	3.6	4.0	1.3	0.63			
TC13	3	34	18.0	13.4	5.4	4.0	4.7	1.3	0.30			
TC14	3	21	5.0	3.5	2.4	1.7	2.0	1.4	0.48			
TC15	3											
	1	av	22.7	16.3	18.9	14.2	16.5	1.3	0.87		7.8	0.60
	3	stdev	22.0	19.4	9.0	11.8	10.4	0.8	0.61			

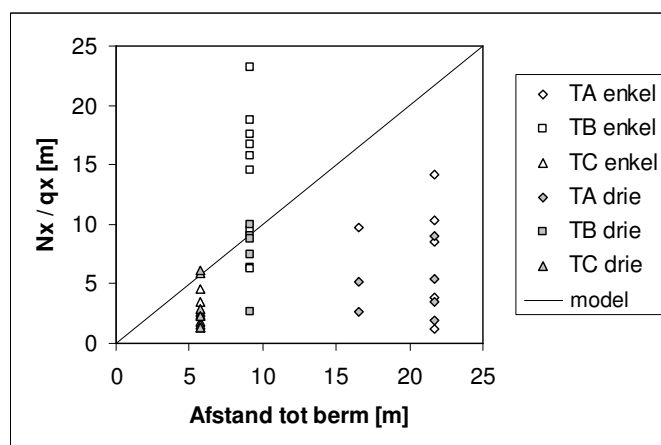
In het vervolg wordt verder gerekend met de waarden 'EEM ondergrens op buiging'.

De bepaalde waarden van de normaalkracht zijn vergeleken met een model, waarbij in lijn met eerdere bevindingen [Verhagen, 1984] en andere bekende meetseries de klemming (dat is: de normaalkracht) lineair toeneemt vanaf bovenzijde talud.

$$N_{\text{model}} = q_x (x_{\text{berm}} - x) \text{ met}$$

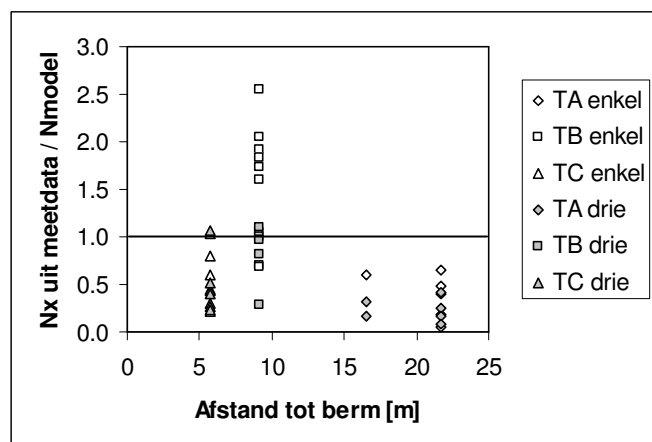
$$q_x = \rho_s g D \sin \alpha$$

De normaalkrachten  $N_x$  bepaald uit meetdata worden gedeeld door  $q_x$  uitgezet tegen de afstand tot de berm. Indien de meetwaarden exact beantwoorden aan het model, liggen ze op de lijn 'model'. Indien ze er onder liggen is er sprake van 'positieve' wrijving, indien ze boven de lijn liggen is er sprake van 'negatieve wrijving'. Positieve wrijving wordt opgewekt bij het naar beneden zakken van de toplaag en geeft omhoog gerichte wrijvingskrachten die de normaalkracht verkleinen. Negatieve wrijving wordt opgewekt bij het omhoog bewegen van de toplaag en geeft omlaag gerichte wrijvingskrachten die de normaalkracht vergroten.

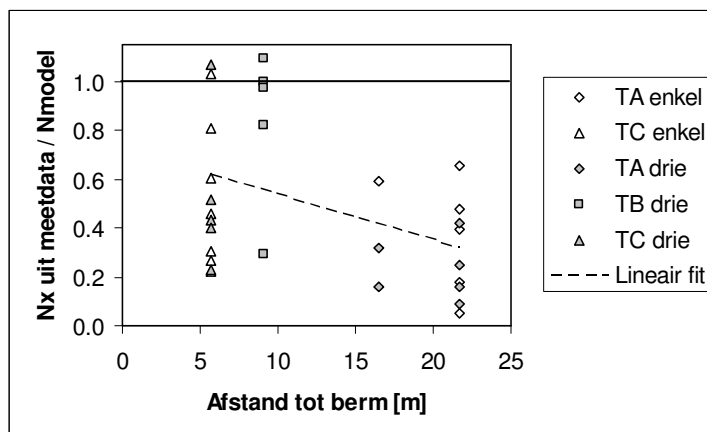


**Figuur 79:**  $N_x$  uit meetdata gedeeld door  $q_x$  uitgezet tegen de afstand tot de berm.

In de volgende figuren zijn de waarden  $N_x$  gedeeld door de waarde van  $N_{\text{model}}$ , in de voorgaande figuur aangeduid als de 'norm'. Met uitzondering van de proeven TB enkel, de enkelsteensproeven op de locatie Poortvliet (Basalton) liggen de punten onder de 1.0 en is er sprake van positieve wrijving. In de bovenste figuur is de schaal weergegeven tot 3.0 in de onderste tot 1.0, waardoor de serie TB enkel wegvalt.



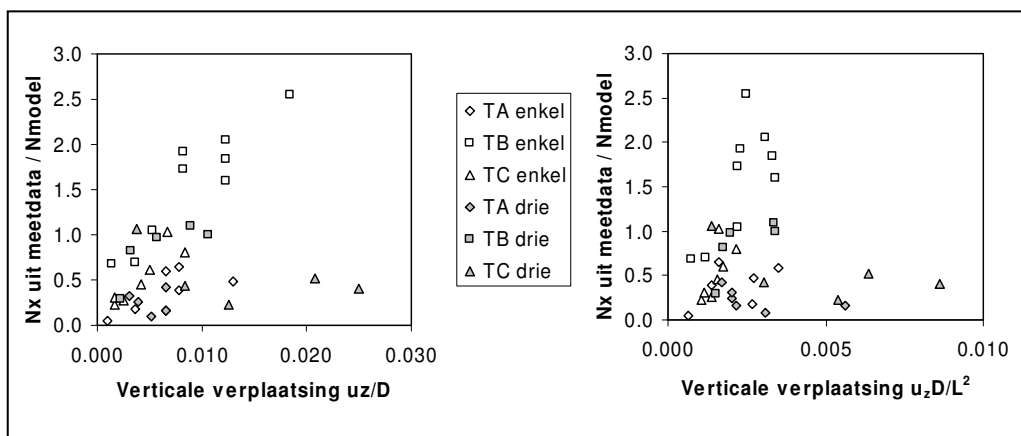
**Figuur 80:** De  $N_x$  uit meetdata gedeeld  $N_{\text{model}}$ .



**Figuur 81:** De  $N_x$  uit meetdata gedeeld  $N_{model}$ .

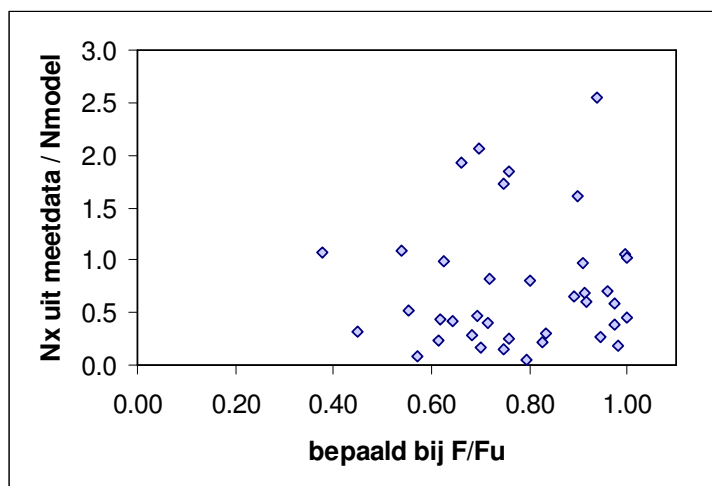
In figuur 81 is een trendlijn weergegeven waaruit blijkt dat de normaalkrachtswaarden bij grotere afstand tot de berm steeds meer afwijken van het model. De serie 'TB enkel' is niet meegewogen bij de bepaling van de trendlijn. Bij een stijve teen constructie zou het omgekeerde beeld worden verwacht. Zie ook de modelbeschrijving voor de schuifproeven in hoofdstuk 2.

Om inzicht te krijgen in de mogelijke oorzaak van de hoge waarden van  $N_x$  is de correlatie van de hoge waarden met grote verticale verplaatsingen nagegaan. Grote verticale verplaatsingen kunnen immers 'negatieve' wrijving opwekken die de normaalkracht kan vergroten. De verticale verplaatsing is genormeerd als  $u_z/D$  en vervolgens ook al  $u_z \times D/L^2$ , waarmee een lineair verband met de tweede orde verplaatsing in het vlak van de bekleding wordt verkregen. In figuur 82 blijkt een correlatie, maar de absolute waarden van de verticale verplaatsing is gering. Geconcludeerd wordt dat het effect niet overtuigend aanwezig is.



**Figuur 82:** De  $N_x$  uit meetdata gedeeld  $N_{model}$  uitgezet tegen  $u_z/D$  en  $u_z \times D/L^2$ .

Tot slot is nog gezien of de hoge waarden gevonden worden nabij de bezwijkwaarde van de proeven. De meetwaarden  $N_x$  zijn gebaseerd op de in paragraaf 8.7 gepresenteerde selectie van tijdstappen uit proeven. Deze selectie is op tijdstappen met een consistent beeld van krachten en vervormingen en niet noodzakelijkerwijze op een waarde nabij de bezwijkkracht. Uit figuur 83 blijkt dat de waarden van  $N_x/N_{model} > 1$  allen zijn bepaald voor tijdstappen die behoren bij waarden tussen de 60 en 100% van de gemeten bezwijkbelasting. Uit de figuur zou men de voorzichtige conclusie kunnen trekken dat  $N$  kan toenemen bij hoge belastingen.



**Figuur 83: De  $N_x$  uit meetdata gedeeld  $N_{model}$  uitgezet tegen het % van de bezwijkbelasting**

Als resultaat voor een veilige, dat is lage, schatting van de middels de veldproeven aantoonde normaalkracht in de onderzochte hellingen wordt de volgende formule voorgesteld. Deze formule komt overeen met de trendlijn in figuur 81. Het afvallen van de normaalkracht bij de teen is met een correctie in de vorm van lineaire afname in het gebied tussen 0 en  $10D$  van de teen opgenomen.

$$N = f_4 \left( \rho g (1 + \Delta) DB_y \sin \alpha \frac{x_{berm} - x_N}{\cos \alpha} \right) - \rho g DB_y \sin \alpha \frac{x_{SWL} - x_N}{\cos \alpha} \quad *)$$

$$f_4 = f_5 \left( f_9 - f_{10} \frac{x_{berm} - x_N}{x_{berm} - x_{teen}} \right) \text{ met}$$

$$f_5 = \min \left[ \frac{x_N - x_{teen}}{10D}; 1.0 \right]$$

$f_9$  en  $f_{10}$  zijn nader te bepalen factoren die het niveau van de in het veld aanwezig te veronderstellen normaalkracht aangeven. Op dit moment aanbevolen waarden zijn:  $f_9 = 0.6$  en  $f_{10} = 0.2$ . De spreiding van de meetwaarden is in deze beschrijving (nog) niet meegenomen. Het blijkt dat de waarden van  $N_x$  toenemen met de leeftijd van de zetting. Dat is op dit moment ook niet meegenomen in de beschrijving.

Verondersteld wordt dat  $x_{berm} > x_{SWL} > x_N > x_{teen}$ .

\*) Let op: in deze formule is het reducerende effect van verhoogde spleetdrukken door stijghoogteverschil langs het talud niet meegenomen. Bij dit onderzoek speelt dit geen rol. Bij toepassing van de formule wel.



## 9 ANALYSE SCHUIFPROEVEN

In dit hoofdstuk worden de in hoofdstuk 7 gepresenteerde meetdata van de schuifproeven geanalyseerd.

### 9.1 Werkwijze bij analyse

De analyse van de schuifproeven gesplitst in een kwalitatief en kwantitatief gedeelte. Er wordt een beschrijving gegeven van de verschijnselen die in de grafieken kunnen worden waargenomen. Deze verschijnselen zijn niet altijd goed te kwantificeren, maar wel typerend voor de proeven.

Vervolgens wordt een kwantitatieve analyse uitgevoerd op basis van het model uit paragraaf 2.6. Ten behoeve van deze analyse zijn in hoofdstuk 7 detail grafieken van de contrasensoren en de belangrijkste veldsensoren gemaakt. Hieruit kunnen de belangrijkste verplaatsingen nauwkeurig worden afgelezen. In een spreadsheet zijn de belangrijkste gegevens verzameld en zijn berekeningen uitgevoerd.

### 9.2 Beschrijving verschijnselen

De schuifproeven vereisen een grote nauwkeurigheid van de meetapparatuur. Omdat de verplaatsingen relatief klein zijn vallen meetfouten en ruis veel meer op dan bij de trekproeven het geval was. In de grafieken is, ondanks de filtering, regelmatig zichtbaar dat één of meerdere sensoren afwijken van de omliggende sensoren. Dit gedrag kan meestal worden geweten aan een meetfout. Voor de meetfouten zijn de volgende oorzaken aan te wijzen:

- rotatie van een steen om de z-as (verstort translatie beeld);
- rotatie van de hoeklijn (bijvoorbeeld door verlies aan stijfheid in de verbinding op de ecolaag of een voeg);
- de sensor verschuift over de hoeklijn (niet onder een hoek van 90° geplaatst).

Gezien deze mogelijkheden is het gerechtvaardigd sterk afwijkende meetwaarden te negeren bij de interpretatie.

#### Kenmerkend gedrag

Het kenmerkend verloop van de proeven is als volgt.

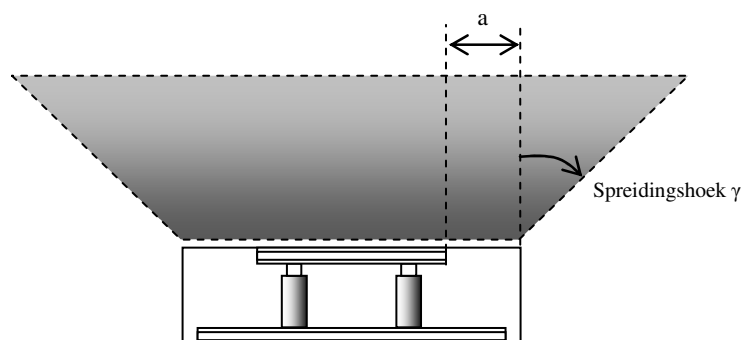
Bij de aanvang van het belasten worden de kleine openingen dicht gedrukt, die zijn ontstaan bij het maken van de sleuven. Dit vindt plaats bij een lage kracht en herstelt min of meer de onverstoorte toestand. Dit verschijnsel treedt op bij de stenen boven de bovenste gedrukte rand. Onder de onderste rand, in het gedeelte van de contrametingen zijn de stenen tegen elkaar aan blijven liggen.

Bij het opvoeren van de belasting gaat de zetting elastisch en plastisch vervormen. Bij het vervormen wordt de pakkingdichtheid vergroot en de wrijving tussen de zetting en de granulaire laag geactiveerd. De rek die optreedt bij het vergroten van de pakkingdichtheid wordt pakkingsrek genoemd. De pakkingsrek blijkt bij deze proeven ongeveer 30 à 60% van de elastische rek te bedragen. Bij voortschrijdende vervorming vertoont de zetting een stijvere respons, omdat de dichtste pakking dan is bereikt. Bij het aflaten van de kracht wordt de elastische vervorming ongedaan gemaakt.

De pakkingsrek leidt daarentegen bij handhaven van geringe druk tot een permanente vervorming van het veld. Bij het aflaten en weer opvoeren van de kracht wordt telkens een stijver gedrag waargenomen.

### Spreidingshoek

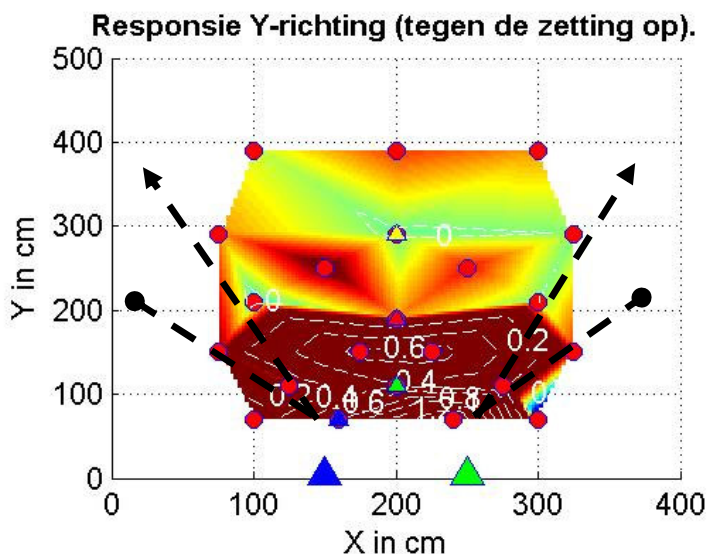
De belasting die op de rand van de steenzetting wordt aangebracht, wordt overgebracht naar de bovenliggende stenen in het in figuur 84 aangegeven gebied. De hoek waaronder de zetting reageert op de belasting is de spreidingshoek.



Figuur 84: Principe belastingsspreiding waarin de verdeling over de lengte  $a$  en de hoek  $\gamma$  onbekend zijn.

Om de spreidingshoek aan de hand van deze metingen te berekenen zijn de smalle proeven gebruikt ( $B = 1.0$  m). Verwacht wordt dat de brede proeven altijd een gebied zullen beïnvloeden dat breder is dan de meetopstelling. Deze proeven zijn daarom niet geschikt voor deze bepaling. Bij de smalle proeven hoeft dit niet het geval te zijn.

De bepaling van de spreidingshoek uit de verplaatsingsmeetdata is beperkt in nauwkeurigheid door de maaswijdte van het sensorgrid. De stenen vlak naast de gedrukte rand reageren vaak alsof ook zij gedrukt worden, aangegeven met de afstand  $a$ . Dit verschijnsel is afkomstig uit de interpolatie tussen de meetwaarden en is niet direct gemeten. Dit vindt zijn oorzaak in het beperkte aantal sensoren en een interpolatie die geen sprongen maakt tussen twee meetpunten. Bij de interpretatie van de proeven is het noodzakelijk dit fenomeen in de gaten te houden.



Figuur 85: Spreidingshoek in SPBS2

Ook hoger in het veld zijn het aantal en de locatie van de meetpunten ook van groot belang bij de bepaling van de spreiding. Het blijkt dat ook de nauwkeurigheid van de bepaling van de spreidingshoek sterk afhankelijk is van het aantal sensoren in het spreidingsgebied.

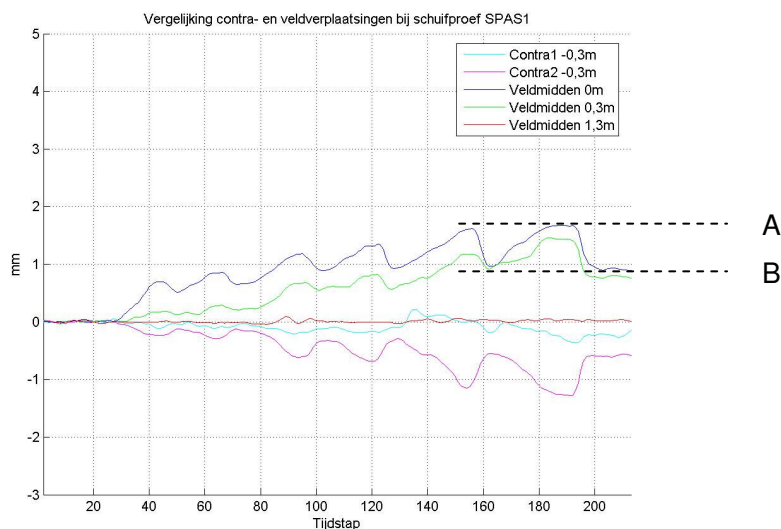
In de figuur zijn twee typen pijlen getekend. Buiten het gebied van de balkop-pijlen zijn de verplaatsingen nul, erbinnen groter dan nul. Op de lijn met de balkop bevindt zich een sensor die op nul blijft. Deze markeert de ondergrens. Indien de spreidingshoek  $\gamma$  is, dan geldt voor de ondergrens:  $\arctan \gamma = 75 / 140$ . Dus  $\gamma = 28^\circ$  ofwel 0,5 rad. Voor de bovengrens geldt:  $\gamma = 45^\circ$  ofwel 0,78 rad.

De spreidingshoek ligt dus tussen de berekende waarden in, ofwel:  $28^\circ < \gamma < 45^\circ$ . Omdat het sensorveld voor alle metingen hetzelfde is, geldt deze beperking voor alle proeven.

### 9.3 Analyse gemeten verplaatsingen

De stijfheid van de zetting is aan de hand van spreadsheet berekeningen bepaald. Hiervoor zijn verschillende parameters uit de grafieken afgelezen en in de berekeningen opgenomen.

Voor de berekeningen bleek het noodzakelijk nog een set grafieken te maken. In deze grafieken is het verloop van de verplaatsing tijdens de proef weergegeven. Uit deze grafieken zijn de verplaatsing van de belaste rand, de 'verdichtings' verplaatsing (als gevolg van eenmalige 'pakkingsrek' die leidt tot dichtere pakking) en de verhouding van de veldverplaatsingen met de contraverplaatsingen af te lezen. Hieronder is een voorbeeld van deze grafiek opgenomen.



**Figuur 86: Vergelijking van verplaatsingen in het meetveld met de contrasensoren**

Lijnen A en B zijn hier respectievelijk de totale verplaatsing en de verplaatsing uit pakkingsrek, beide bij 100 kN belasting (tijdstap 180). De elastische verplaatsing is dan  $A - B$ .



De verhouding tussen de verplaatsingen tegen de zetting op en naar de teen toe wordt weergegeven met de verhouding veld/contra. Voor de berekening van deze verhouding is gebruik gemaakt van de elastische verplaatsing  $u_0$  en niet van de totale verplaatsing (A). Bij de bepaling van de verhouding is ook voor de contrasensoren de elastische verplaatsing genomen. Het verschil tussen de totale en de elastische verplaatsing is aan de gedrukte bovenrand in een aantal gevallen aanzienlijk groter dan voor de onderrand. De stenen in het veld onder de sleuf blijven ongestoord liggen, terwijl de positie van de stenen boven de sleuf voorafgaand aan de proef mogelijk enige tijd instabiel en onbepaald is geweest.

De berekende verhoudingen zijn gesorteerd in twee groepen van proeven. Een lage groep (nabij de teen) en een hoge groep. Het blijkt dat de lage groep gemiddeld relatief een grotere elastische contraverplaatsing hebben (verhouding veld/contra 1.70 vs 0.82), wat niet duidt op slapper axiaal gedrag tegen de teen.

Om de rekken en spanningen tot een elasticiteit te kunnen omrekenen moet ook de invloedslengte van de belasting worden bepaald. Dit is de diepte van het effectieve verplaatsingsgebied. Deze wordt bepaald aan de hand van de grafieken uit hoofdstuk 7.

**Tabel 113: Samenvatting resultaten schuifproeven bij 100 kN belasting**

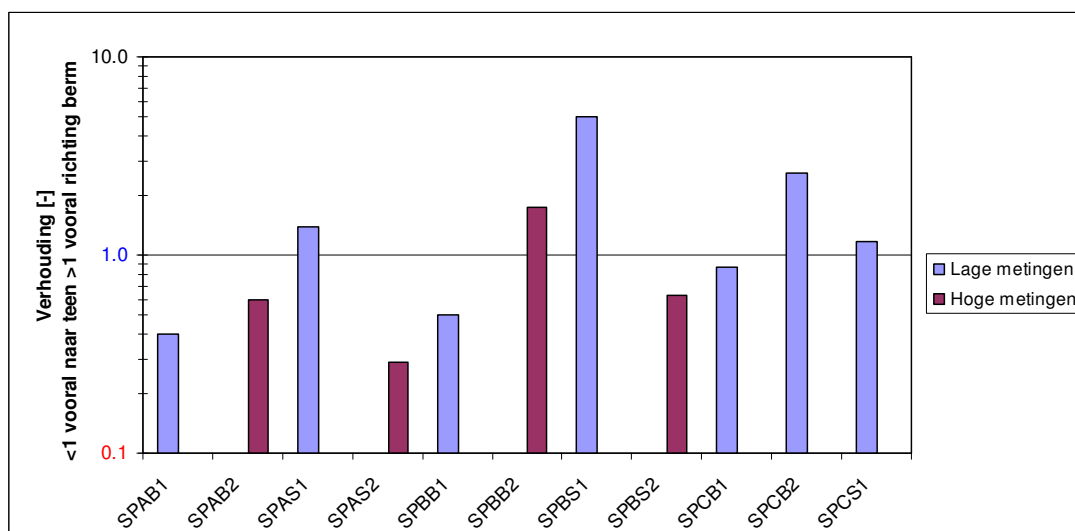
Locatie	Code	Verplaatsing belaste rand (A) [mm]	Eenmalige 'verdichtingsverplaatsing' (B) [mm]	Verschil = elastische verplaatsing $u_0$ (A - B) [mm]	Elastische verplaatsing $u_0$ afgelezen uit kracht-weg diagram [mm]	Verplaatsing contrasensoren totaal [mm]	Verplaatsing contrasensoren elastisch [mm]	Verhouding veld/contrasensoren gesplitst per proeflocatie		Invloedslengte $L$ [m]
								Laag [-]	Hoog [-]	
Bath	SPAB1	0.2	0	0.20		0.5	0.5	0.40		1.3
	SPAB2	0.8	0.5	0.30	0.30	0.5	0.5		0.60	
	SPAS1	1.6	0.9	0.70	0.60	1.0	0.5	1.40		
	SPAS2	0.7	0.5	0.20	0.60	0.7	0.7		0.29	
Poortvliet	SPBB1	0.4	0	0.40	0.35	1.5	0.8	0.50		1.0
	SPBB2	1.7	0.3	1.40	1.20	2.5	0.8		1.75	1.3
	SPBS1	9.0	7.0	2.00	1.50	0.4	0.4	5.00		1.5
	SPBS2	0.8	0.55	0.25	0.35	0.7	0.4		0.63	1.5
Sluis	SPCB1	1.0	0.3	0.70		1.5	0.8	0.88		2.0
	SPCB2	2.8	1.0	1.80	1.20	1.3	0.7	2.57		
	SPCS1	3.3	2.0	1.29	1.30	1.9	1.1	1.17		
Gemiddeld								1.70	0.82	

De meetresultaten vertonen enige grilligheid in de verplaatsing op de belaste rand. Deze waarden zijn deels door middel van extrapolatie bepaald. Als controle is er ook een kolom met uit de kracht-weg diagrammen afgelezen waarden van de (denkbeeldige) elastische verplaatsing tussen 0 en 100 kN afgelezen. Deze blijkt in de meeste gevallen marginaal af te wijken, maar bij de hoogste waarden (SPBS1, SPCB2) is de afwijking groter. De uit de kracht-weg diagrammen afgelezen waarde van  $u_0$  wordt meer nauwkeurig en representatief geacht en wordt gebruikt bij de verdere analyse.

In tabel 114 zijn de tijdens de proef aangebrachte gemiddelde spanningen weergegeven. Het blijkt dat de grootste waarden van de verplaatsingen (B) ook corresponderen met de grootste spanningen. Dat kan betekenen dat de grotere waarden van de verplaatsing meer dan bij de andere proeven ook veroorzaakt kunnen zijn door herschikking van korrels in de voegen.

**Tabel 114: Verwerking resultaten schuifproeven**

Locatie	Code	Breedte B [m]	Dikte D [m]	Oppervlak A [m <sup>2</sup> ]	Spanning $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Bath	SPAB1	2.0	0.345	0.69	0.14
	SPAB2	2.0	0.385	0.77	0.13
	SPAS1	1.0	0.345	0.345	0.29
	SPAS2	1.0	0.385	0.385	0.26
Poortvliet	SPBB1	2.0	0.240	0.48	0.21
	SPBB2	2.0	0.240	0.48	0.21
	SPBS1	1.0	0.240	0.24	0.42
	SPBS2	1.0	0.240	0.24	0.42
Sluis	SPCB1	2.0	0.245	0.49	0.20
	SPCB2	2.0	0.245	0.49	0.20
	SPCS1	1.0	0.245	0.245	0.41



**Figuur 87: Vergelijking van verplaatsingen in het meetveld met de contrasensoren**

In de bovenstaande grafiek zijn de verhoudingen tussen de veld en de contrametingen weergegeven. Er zijn zowel waarden boven als onder de 1 te zien. Groter dan 1 betekent een grotere verplaatsing naar boven dan naar de teen.

Uit de metingen blijkt dat de zetting geen voorkeur heeft voor verplaatsingen naar de teen of naar boven. Het langere staalprofiel aan de teenzijde (en het daarmee gecreëerde lagere spanningsniveau) compenseert de vermoedde lagere axiale stijfheid tegen de teen kennelijk voor een belangrijk deel.

## 9.4 Bepaling stijfheid

Aan de hand van het model uit paragraaf 2.6 zijn de elasticiteitsmodulus  $E_x$  van de toplaagconstructie en de schuifveerstijfheid  $k_x$  van de bedding berekend.

Bij de analyse van de proeven is de invloedslengte van de verplaatsing middels bemonstering van het gehele verplaatsingsveld vastgesteld. De karakteristieke lengte wordt vervolgens bepaald met het gegeven dat de invloedslengte twee maal de karakteristieke lengte bedraagt:  $L = 2 \times \lambda$ . De lengte  $\lambda$  is dus indirect een gemeten parameter.

De formules uit paragraaf 2.6 kunnen als volgt worden omschreven.

$$k_x = \frac{N}{u_0 \lambda B_y} \quad [\text{N/m}^3]$$

$\lambda$  karakteristieke lengte axiaal veersysteem

$k_x$  schuifveerstijfheid [ $\text{N/m}^3$ ]

$B_y$  belaste breedte [m]

De parameter  $u_0$  in het model is dezelfde als de gemeten parameter  $\delta$ .

Uit de formule voor de karakteristieke lengte is de volgende uitdrukking voor de  $E$ -modulus af te leiden.

$$E_x = \frac{k_x \lambda^2}{D} \quad [\text{N/m}^2]$$

$E_x$  Elasticiteitsmodulus in de krachtrichting [ $\text{N/m}^2$ ]

De volgende tabel geeft de resultaten van deze analyse. Na de tabel staan de belangrijkste grootheden in een grafiek weergegeven.

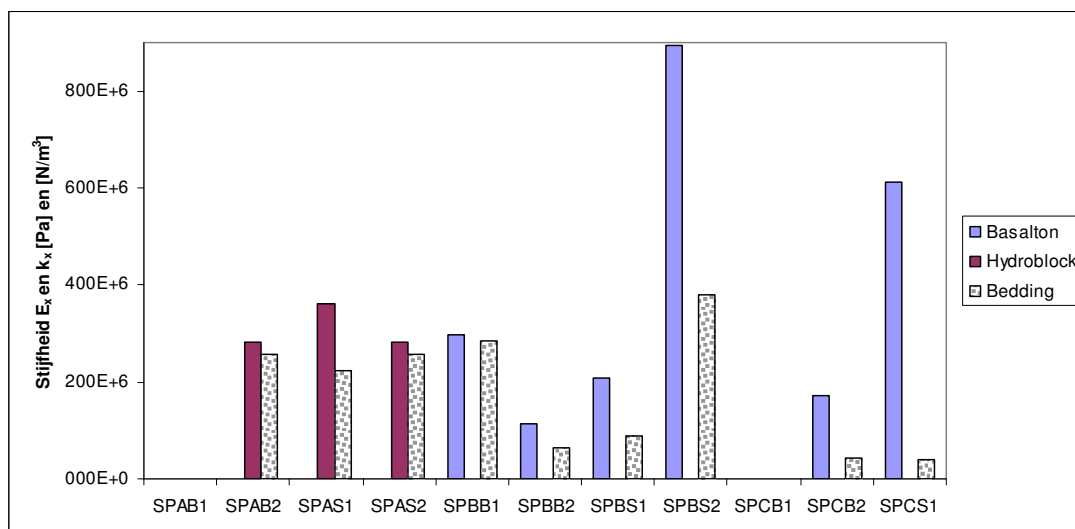
**Tabel 115: Stijfheden ( $E_x$  en  $k_x$ ) berekend met differentiaalvergelijking**

Schuifproeven	Code	Belaste breedte B	Steendikte D	Invloeds lengte L	Karakteristieke lengte $\lambda_x$	Verplaatsing $u_0$	Berekende beddingschuif stijfheid $k_x$	Berekende E-modulus $E_x$	E-modulus gesorteerd	
									breed	smal
		[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[N/m <sup>3</sup> ]	[Pa]	[Pa]	[Pa]
Bath	SPAB1	2.0	0.345							
	SPAB2	2.0	0.385	1.3	0.65	0.30	256E+6	281E+6	281E+6	
	SPAS1	1.0	0.345	1.5	0.75	0.60	222E+6	362E+6		362E+6
	SPAS2	1.0	0.385	1.3	0.65	0.60	256E+6	281E+6		281E+6
Poortvliet	SPBB1	2.0	0.240	1.0	0.50	0.35	286E+6	298E+6	298E+6	
	SPBB2	2.0	0.240	1.3	0.65	1.20	64E+6	113E+6	113E+6	
	SPBS1	1.0	0.240	1.5	0.75	1.50	89E+6	208E+6		208E+6
	SPBS2	1.0	0.240	1.5	0.75	0.35	381E+6	893E+6		893E+6
Sluis	SPCB1	2.0	0.245							
	SPCB2	2.0	0.245	2.0	1.00	1.20	42E+6	170E+6	170E+6	
	SPCS1	1.0	0.245	3.9	1.95	1.30	40E+6	611E+6		611E+6
Gemiddelde waarden										
Bath							245E+6	308E+6	281E+6	322E+6
Poortvliet							205E+6	378E+6	205E+6	551E+6
Sluis							41E+6	391E+6	170E+6	611E+6

In de beschreven en uitgevoerde analyse is geen rekening gehouden met de spreiding van de belasting in breedterichting. Zowel de brede als de smalle proeven worden geëvalueerd als ware het proeven van constante breedte. In de tabel zijn de gevonden E-moduli gesorteerd naar brede en smalle proeven. Het blijkt dat de smalle proeven gemiddeld hogere E-moduli geven dan de bredere. Dat is logisch als bedacht wordt dat de spreiding in breedterichting bij de smalle proeven relatief meer invloed heeft op de axiale stijfheid. De brede proeven zijn daardoor meer representatief voor het gemodelleerde 1-D gedrag. Het verschil tussen de brede en smalle proeven is bij de Basalton zettingen groter dan bij de Hydroblocks, en is in algemene zin ook zeer groot. Het is mogelijk verklaarbaar dat Basalton door de structuur van de zuilen meer spreidt in breedterichting. Het getalsmatige verschil tussen bijvoorbeeld de brede en de smalle proeven op de locatie Sluis kan daarmee niet worden verklaard. De grootte van de verschillen kan deels ook geweten worden aan het hogere spanningsniveau van de smalle proeven. Ook kan er een invloed van toevaligheid zijn door de kleine aantallen proeven.

De waargenomen verschillen zijn te onbetrouwbaar in grootte om nadere analyse naar het fenomeen van spreiding op te kunnen baseren.

De berekende E-moduli zijn grafisch weergegeven in de onderstaande figuur.



**Figuur 88: Elasticiteitsmoduli en schuifveerstijfheden zoals berekend met de differentiaalvergelijking**

De resultaten voor de Hydroblocks zijn opmerkelijk constant:  $k_x = 200$  à  $250$  MN/m<sup>3</sup> en  $E_x = 300$  à  $350$  MPa.

De resultaten voor de Basaltonhellingen zijn aanzienlijk grilliger. Opvallend is dat de  $E$ -moduli op de locatie Poortvliet en Sluis gemiddeld niet verschillend zijn, maar de waarden voor de beddingstijfheid wel. De waarde van  $k_x$  blijkt daar voor beide proeven (die qua  $E$  sterk verschillen) de laagste waarden van de gehele proevenserie op te leveren. Op de locatie Poortvliet zijn de gevonden waarden van  $k_x$  aan behoorlijke spreiding onderhevig, maar allemaal hoger dan bij Sluis.

De lage schuifstijfheid bij de locatie Sluis is mogelijk gerelateerd aan de steilte van de helling ( $\cot \alpha = 3.0$  tegenover resp. 3.8 en 3.9 voor Poortvliet en Bath).

De grilligheid is mogelijk ook te wijten aan de ouderdom van de hellingen. Locale verschuivingen en inzakkingen van de stenen veroorzaken sterke en zwakke plekken. Een globale analyse geeft geen duidelijke correlatie tussen hoge waarden bij de schuifproeven met hoge waarden bij de trekproeven.

Voor de  $E$ -modulus van Basalton wordt, met toepassing van enige afvlakking van de extreme waarden, een range van 200 à 600 MPa gevonden.

De stijfheidswaarden van de schuifproeven zijn alle bepaald bij een belasting van 100 kN. Dit is gedaan om, gezien de kleine verplaatsingen een zo groot mogelijke nauwkeurigheid te bereiken. Op proefvelden van verschillende breedtes betekent 100 kN een verdeelde normaalkracht van 50 à 100 kN/m<sup>1</sup>.

Uit de trekproeven blijkt een aanwezige normaalkracht van 25 à 30 kN/m<sup>1</sup>. Dat betekent dat de stijfheidsgetallen bij iets te hoge waarden zijn bepaald. De stijfheidswaarden bij kleinere krachten zijn kleiner. Dat is het duidelijkst te zien in de kracht-wegdiagrammen van SPBS1 en SPCB2 (zie tabel 76). Gedacht moet worden aan waarden die mogelijk 20% à 50% kleiner zijn.

## 9.5 Reversibiliteit

Bij de meeste proeven is 30-60% van de totale rek als zogenaamde pakkingsrek te bestempelen en als zodanig niet reversibel. De resterende rek is elastisch. De pakkingsrek wordt veroorzaakt door:

- herschikking en verdichting van de steenstapeling en;
- herschikking en lokaal bezwijken van het voegvulmateriaal.

Nieuwe posities van de stenen kunnen gepaard gaan met verandering van de wrijvingskracht op de bedding.

## 9.6 Resultaten schuifproeven

De gemeten verplaatsingen zijn vrij klein, orde enkele tienden van millimeters.

De stijfheden zijn groter dan berekend uit de trekproeven. Dit wordt verklaard uit het verschil in de axiale E uit de schuifproeven en de fictieve E als bedoeld in §2.3.

De Basalton zettingen zijn gemiddeld even stijf maar incidenteel tot twee maal stijver (axiale E-modulus orde 600 MPa) dan de Hydroblocks zettingen (orde 300 MPa) bij 50 à 100 kN/m<sup>1</sup> normaalkracht. Bij een normaalkracht van 25 à 30 kN/m<sup>1</sup> kan voor de E-modulus van de toplaag een 20 à 50% lagere waarde worden aangehouden.

De schuifveerstijfheid is van dezelfde orde grootte: circa 200 MN/m<sup>3</sup> voor zowel de Basalton als de Hydroblocks. Op de locatie Sluis wordt een waarde van circa 40 MN/m<sup>3</sup> gemeten.

De spreidingshoek ligt tussen de volgende waarden in:  $28^\circ < \gamma < 45^\circ$ . Omdat het sensorveld voor alle metingen hetzelfde was kan deze waarde niet nader worden bepaald. Dit geldt zowel voor de Basalton als de Hydroblock zettingen.



## 10 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

### 10.1 Conclusies over wijze van beproeving

#### Trekproeven

De in deze studie uitgevoerde trekproeven staan in een lange traditie van trekproeven op steenzettingen.

De trekproeven in deze studie zijn niet bedoeld om stenen uit de bekleding te trekken, maar om juist om deze zo lang mogelijk te laten zitten en te gebruiken als anker om een groot veld omhoog te trekken. Niettemin blijkt er vaak slip van de getrokken stenen ten opzichte van de naburige stenen op te treden. Op deze wijze zijn er ook meetdata verzameld van het slipgedrag van de stenen.

Qua opzet zijn de proeven geslaagd. Er zijn zeer veel meetgegevens verzameld.

De driesteens trekproeven zijn nieuw. Bij deze proeven kan een groter veld worden getrokken en kan de belasting worden verdeeld over drie trekpunten. De drie trekpunten zijn verplaatsinggestuurd belast. In de gevallen waarbij slip van een of twee van de trekstenen optreedt, verstoort dit de gelijkmatigheid van de belasting over de drie trekpunten. Ook in de gevallen waarin geen slip optreedt, blijkt de verdeling van de kracht over de drie trekpunten nogal onvoorspelbaar. Dit bemoeilijkt de analyse.

Een deel van de analyse op de trekproeven kan worden uitgevoerd door de drie trekproeven te beschouwen als één grote trekproef (bij analyse maximale kracht). Een ander deel van de analyse is uitgevoerd door de driesteens proeven te beschouwen als drie afzonderlijk proeven (bij analyse stijfheid bij 1 mm vervorming).

Voor een gedegen studie naar de richtingsafhankelijkheid van stijfheid en normaalkracht bleek een verfijning van de modellen noodzakelijk.

In algemene zin geldt dat de data een forse spreiding vertonen.

Voor de trekproeven geldt dat de wens om per zuiltype ook een dikte range te beproeven niet in optimale vorm is gerealiseerd. Bij de laboratorium proeven van 2004 zijn er Basaltonzuilen (type talud) en Hydroblocks van 15 cm dikte beproefd. Nu zijn er Basaltonzuilen van 24 en 25 cm en Hydroblocks van 34,5 en 38,5 cm beproefd. Ook blijkt dat op de uiteindelijk gekozen locaties en meetlijnen een verschil is tussen de (oudere) Basalton hellingen en de (nieuwere) Hydroblock helling. De hoogste meetlijn op de Hydroblockhelling ligt 16 m onder de bovenzijde van het talud en de laagste meetlijn van de Basalton hellingen ligt 14 m onder de bovenzijde van het talud. Er is daardoor zowel in toplaagdikte als in afstand tot het talud niet een overlap in de relevante range van parameters. Dit veroorzaakt dat een aantal veronderstellingen niet optimaal geverifieerd zijn.

#### Schuifproeven

De schuifproeven zijn niet eerder uitgevoerd. Het was bij voorbaat niet duidelijk of er veel waardevolle data konden worden verzameld of dat er problemen zouden zijn met het meetbereik.



Het veld waarin de meetdata moesten worden vergaard was kleiner dan verwacht. Het sensorgrid is om die reden te grof voor sommige toepassingen. Het huidige systeem is echter niet dichter bij elkaar te plaatsen.

De nauwkeurigheid van de sensoren is aanzienlijk groter dan verwacht en voor de metingen juist voldoende.

Opstelling met betonnen aanslagbalk is een goede keuze.

De grindvulling aan de teenzijde is ook afdoende.

De hoeklijntjes die de verplaatsingen van de steen op de sensor moeten doorgeven werken goed, maar zijn arbeidsintensief in plaatsing. Ook is nu en dan een precieze plaatsing onmogelijk (bijvoorbeeld i.v.m. voegen) wat de meting kan verstoren.

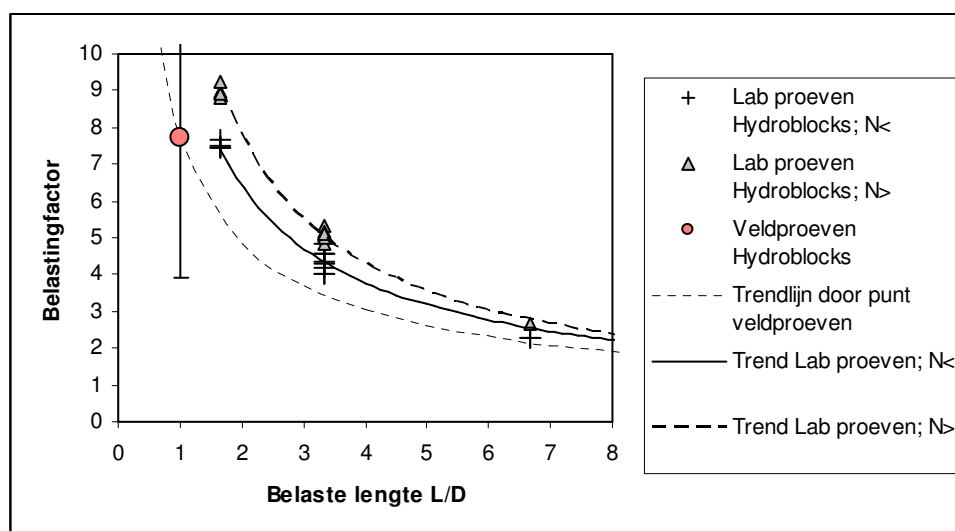
De plaatsing van de contrasensoren was in lijn met de vizzels. Vooral bij Basalton zettingen doet het verschijnsel voor dat de belasting afgedragen wordt via het meest uitstekende contactpunt. Dat is niet in alle gevallen op positie van de sensor. Het effect van deze beperking blijkt niet evident. De contrasensoren vertonen in alle gevallen plausibel verloop en meetwaarden die mogelijk enigszins te klein zijn.

## 10.2 Conclusies over resultaten

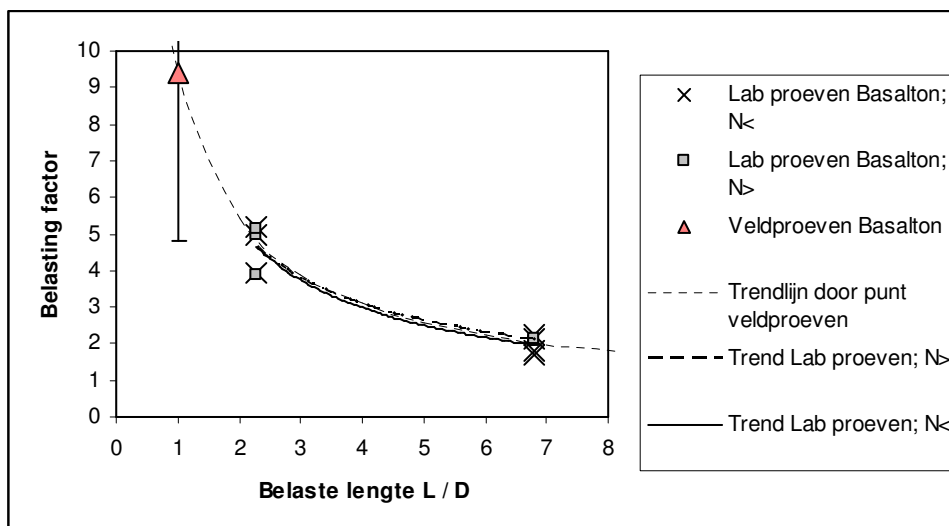
Er kan een orthogonale werking van de toplaagconstructie worden aangetoond. Dit is gunstig voor het opnemen van lokaal geconcentreerde belastingen die zich bijvoorbeeld kunnen voordoen bij golven.

### Trekcapaciteit

Het blijkt dat de resultaten van de veldproeven goed stroken met de meetwaarden en de bevindingen uit de laboratoriumproeven van 2004.



**Figuur 89: Vergelijking gevonden belastingfactoren veldproeven en lab proeven [Peters, 2004] voor Hydroblocks**



**Figuur 90: Vergelijking gevonden belastingfactoren veldproeven en lab proeven [Peters, 2004] voor Basalton**

**Tabel 116: Samenvatting resultaten trekproeven**

	Kracht bij 1 mm vervorming [kN]	Kracht bij 5 mm vervorming [kN]	Maximale kracht *) [kN]
Hydroblocks 35 cm	25	40	47
Basalton 25 cm	13	25	30

\*) Meetgegevens beïnvloed door teen niet meegenomen

#### Relatie met afstand tot bovenzijde talud

De veronderstelde relatie van klemming met de afstand van tot de bovenzijde van het talud is aanwezig. De relatie blijkt niet evident. Dit komt mede door de beperking in de meetrange (aangegeven in de vorige paragraaf). De meetdata geven geen aanleiding om de relatie niet te handhaven in het model.

#### Invloed teen

De teen blijkt van significante invloed. Er wordt zowel bij de maximale kracht als bij de stijfheid als bij de metingen van de contravervormingen bij de schuifproeven een reducerend effect van de teen gemeten.

Vooralsnog wordt de grens waaronder een significante reductie te verwachten is gesteld op 10 maal de toplaagdikte.

#### E-modulus

Uit de trekproeven kan een fictieve E-modulus  $E_f$  worden afgeleid van 70 MPa voor de Hydroblocks en 100 MPa voor de Basalton. Uit de schuifproeven blijkt een axiale E-modulus die circa 5 maal zo hoog is: 300 MPa voor de Hydroblocks en 200 à 600 MPa voor de Basalton (waarden gemeten bij normaalkracht van 50 à 100 kN/m<sup>1</sup>). Uit de modelberekeningen blijkt dat zeer wel te kunnen kloppen. De buigstijfheidsrange  $E_f / E$  komt dan overeen met 0.1 à 0.2 N /  $\sigma_1$  B D. Dit betekent dat de normaalkracht 10 à 20% bedraagt van de waarde die de voegen van de steenzettingen kunnen opnemen.

### Schuifveerstijfheid van de filterlaag

De berekeningen van de E-moduli met de schuifproeven leveren direct ook een bepaling van de schuifveerstijfheid  $k_x$  op. Deze blijkt significante stijfheidsbijdrage te leveren. Voor  $k_x$  is moeilijk een onderscheid in steentype te maken, voor zowel de Hydroblocks als de Basaltons geldt  $k_x$  is  $200 \text{ MN/m}^3$ . Op één van de beproefde hellingen werd een significant lagere  $k_x$  gemeten van  $40 \text{ MN/m}^3$ . Deze helling is steiler en korter dan de andere beproefde hellingen. De dikte van het filterpakket is niet bekend.

### Normaalkracht

Het blijkt niet goed mogelijk om op basis van de analyse van gemiddelde data 'sluitende' uitspraken te doen over de grootte van de normaalkracht. De proeven bevatten te veel grilligheden in de metingen die inconsistenties veroorzaken bij de analyse. Op een groep op consistentie geselecteerde belastingstappen blijkt wel een goede analyse uit te voeren. Uit analyse met het stroken model en de daarbij af te leiden momenten blijkt dat er om en nabij de maximale belasting bij in de Hydroblockzetting een normaalkracht van  $30 \text{ kN/m}^1$  aanwezig was en in de Basaltonzetting  $25 \text{ kN/m}^1$ . De voegsterkte bedraagt gemiddeld voor de verschillende steentypen  $0.7 \text{ MPa}$ .

Overigens werd bij de laboratoriumproeven een voegsterkte van  $3.5 \text{ kPa}^2$  uit de metingen afgeleid. De normaalkracht werd daar gevarieerd tussen de  $6.7$  en  $13.4 \text{ kN/m}^1$  voor  $15 \text{ cm}$  dikke blokken. De destijds gekozen waarden van de beproevingsparameters blijken redelijk overeen te stemmen met de in de veldproeven aangetroffen waarden.

De normaalkracht vertoont een lichte positie-afhankelijkheid. De normaalkracht neemt af nabij de bovenste overgangsconstructie en nabij de teen.

De normaalkracht is op 'oude' zettingen groter dan op nieuwe zettingen.

## **10.3 Conclusies over modellen**

Het EEM model met onderling loodrechte plaatstroken blijkt de gemeten werkelijkheid goed te kunnen beschrijven. De sterkte en stijfheid in de twee richtingen (langs de dijk en op het talud) blijkt van dezelfde orde van grootte. Met strokenmodellen kunnen zowel de enkel- als de driesteens proeven worden nagerekend.

Het plaatmodel blijkt een goede beschrijving en verklaring te geven voor wat er gebeurt direct rond de treksteen. De met het plaatmodel berekende normaalkracht langs de rand stemt qua orde van grootte overeen met de uitkomsten van de strokenmodellen.

Voor het beschrijven van de klemming in algemene zin kan het strokenmodel worden aangevuld met een elastisch doorslagmodel dat ook het tweede orde effect van de vervorming op de vergroting van de normaalkracht beschrijft. Bij in de praktijk acceptabele verticale vervormingen speelt het tweede orde effect geen rol van betekenis.

Het axiale liggermodel voor de schuifproeven blijkt in beschrijvende zin wel te voldoen. Omdat de meetdata vergaard zijn over een groter gebied dan waar de verschijnselen zich voordoen, is de nauwkeurigheid van de analyse niet optimaal.

---

<sup>2</sup> In [Peters, 2004] abusievelijk gerapporteerd als  $3.5 \text{ MPa}$  (?)

## 10.4 Aanbevelingen

Conform de opzet van het onderzoeksprogramma wordt aanbevolen om de modellen te verfijnen met verende uiteinden en ook geschikt te maken voor belastingen van een andere vorm dan puntlasten.

Het effect van de stijfheid van de teen op de klemming dient nader te worden onderzocht.

Indien het wenselijk is om de toepassing van de resultaten van Hydroblocks en Basalton toe te passen op andere typen toplagen, kan het wenselijk zijn ook deze types te beproeven. Vooral de toepassing van de resultaten op Basalt zal niet mogelijk zijn zonder aanvullende proeven.

Parallel aan het invoer traject van klemming dient een veiligheidsfilosofie te worden ontwikkeld waarin wordt afgedekt dat het zonder meer toepassen van een door klemming toegenomen stabiliteit van de toplaag niet leidt tot een verlaging van het huidige veiligheidsniveau. In de praktijk betekent dat dat 'klemming' geïntroduceerd zal worden samen met mogelijk toegenomen belastingen, het op een andere wijze in de toetsing betrekken van de kans van optreden van de belasting en het meerekenen van het feit dat ook de bijdrage van klemming stochastisch is.

## REFERENTIELIJST

- [Peters, 2004] D.J. Peters, Laboratoriumonderzoek betreffende klemming van gezette steenbekledingen, rapport RH, ref 9P0669/R001, 18 november 2004.
- [Timoshenko, 1959] Timoshenko & Woinovsky-Krieger, Theory of Plates and shells, McGraw-Hill, 1959
- [Blaauwendraad, 1996] J. Blaauwendraad, Eindige elementenmethode voor staafconstructies, Academic Service, Schoonhoven, 1996
- [Verhagen, 1984] J.H. Verhagen, Trekproeven op glooingsconstructies in de Oosterschelde, nota RWS ref WWKZ-84.V002, februari 1984

## General Appendix: Delft Cluster Research Programme Information

This publication is a result of the Delft Cluster II research-program (Bsik) that consists of 7 research themes:

► Leefbaarheid in de druk bevolkte delta, ► ondergronds bouwen, ► Betaalbaarheid van de infrastructuur ► Duurzame inrichting van onze delta, ► Drinkwater, ► Veiligheid tegen overstromingen, ► Steenzettingen.

This publication is part of:

Base project name	:	Steenzettingen		
Project name	:	Steenzettingen		
Projectleader/Institute		Ir. D.J. Peters	TUDelft	
Project number	:	CT 07.10		
Project duration	:	01-01-2004	-	31-06-2009
Financial sponsor(s)	:	Delft Cluster		
		Rijkswaterstaat - DWW		
		Royal Haskoning		
Projectparticipants	:	TU Delft		
		Royal Haskoning		
Total Project-budget	:	€ 240.300		
Number of involved PhD-students	:	1		
Number of involved PostDocs	:	0		



Delft Cluster is an open knowledge network of five Delft-based institutes for long-term fundamental strategic research focussed on the sustainable development of densely populated delta areas.



Keverling Buismanweg 4  
Postbus 69  
2600 AB Delft  
The Netherlands

Tel: +31-15-269 37 93  
Fax: +31-15-269 37 99  
info@delftcluster.nl  
[www.delftcluster.nl](http://www.delftcluster.nl)

## Projectgroup

During the execution of the project the research team included:

<b>Name</b>	<b>Organisation</b>
1 Ir. D.J. Peters	Royal Haskoning
2 Prof. Drs. Ir. J.K. Vrijling	TU Delft
3 Ir. M. Klein Breteler	WL Delft
4 Ir. A. Bezuijen	GeoDelft
5 Ir. R. 't Hart	Rijkswaterstaat – DWW

## Other Involved personnel

The realisation of this report involved:

<b>Name</b>	<b>Organisation</b>
1 Ir. D.J. Peters	Royal Haskoning
2 J.A.H. Blom	Royal Haskoning
3 Ing. L. Nieuwenhuizen	Royal Haskoning