



Veldproeven op steenzettingen in Zeeland

Eindrapport met resultaten en analyse van onderzoek naar de klemming van gezette stenen

Execution of field research on prestressing mechanisms in placed block revetments on dikes and the analysis of the data by plate modelling.

28 september 2006
Eindrapport


TU Delft


www.basbv.com


ROYAL HASKONING
thinking in
all dimensions



HASKONING NEDERLAND B.V.
COASTAL & RIVERS

Hoofdweg 490
Postbus 8520
3009 AM Rotterdam
+31 (0)10 286 54 32 Telefoon
 Fax
info@rotterdam.royalhaskoning.com E-mail
www.royalhaskoning.com Internet
Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel Veldproeven op steenzettingen in Zeeland
 Eindrapport met resultaten en analyse van
 onderzoek naar de klemming van gezette
 stenen
Verkorte documenttitel Veldproeven Steenzettingen
 Status Eindrapport
 Datum 28 september 2006
 Projectnaam
 Projectnummer
 Opdrachtgever
 Referentie

Auteur(s) JAH Blom
Collegiale toets
Datum/paraaf
Vrijgegeven door
Datum/paraaf

VOORWOORD

Deze rapportage is het resultaat van de werkzaamheden die zijn verricht als afstudeerproject aan de faculteit der Civiele Techniek, sectie Waterbouwkunde aan de Technische Universiteit Delft. Het onderwerp is tot stand gekomen op aangeven van Prof. ir. drs. J.K. Vrijling en ir. DJ Peters als onderdeel van een reeds bestaande onderzoekslijn. Het onderzoek is vervolgens in samenwerking met de Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Royal Haskoning en BAS bv. uitgevoerd. Gedurende het onderzoek heeft Royal Haskoning mij van een kantoor voorzien en heeft BAS bv. onderdak in Zeeland en computerapparatuur ter beschikking gesteld.

De begeleiding van het afstudeerproject lag in handen van Prof. ir. drs. J.K. Vrijling, ir. DJ Peters, ir. HJ Verhagen, ir. J.A. den Uijl, ir. 't Hart en ir. A.J.E.J van Casteren. Alle leden van de afstudeercommissie hebben hun sporen in het verslag achter gelaten en ik ben hun daarvoor dankbaar.

Ook de collega's van de Royal Haskoning en BAS bv. hebben het afstudeeronderzoek tot een plezierige ervaring gemaakt.

Joris Blom
September 2006

SAMENVATTING

Dit rapport is het eindrapport bij een serie veldproeven naar de klemming van steenzettingen op dijken in Zeeland.

Het beschrijft de trekproeven en schuifproeven die in het veld zijn uitgevoerd ter verificatie van het liggermodel voor geklemde steenzettingen. De rapportage vervult een dubbelrol, waarin het meetverslag en de eerste analyse van de resultaten worden gecombineerd.

De doelstellingen die voor deze proefnemingen zijn opgesteld zijn afkomstig uit voorgaande bureaustudies en laboratoriumonderzoeken. De belangrijkste doelen zijn met de volgende twee stellingen samen te vatten:

- Materiaaleigenschappen aan de zetting toekennen.
- De inklemming van de steenzetting onder natuurlijke omstandigheden kwantificeren.

Doordat steenzettingen altijd op een talud liggen, worden de stenen door de zwaartekracht tegen elkaar gedrukt in de richting van het talud. Verwacht wordt dat de elasticiteitsmoduli daardoor in de twee hoofdrichtingen van de zetting verschillend zijn. Hiervoor is een model noodzakelijk dat de elastische responsie van een homogeen orthotroop materiaal kan beschrijven. In deze rapportage is aan de hand van de strokenmethode zo'n model opgebouwd.

De proeven worden in Zeeland uitgevoerd. Twee proefvakken zijn uitgezet op dijken aan de Oosterschelde en één vak aan de Westerschelde. Er is gemeten aan Hydroblocks en Basalton zettingen met resp. 35 en 25 cm zuilhoogte. Steeds is in de getijdezone en daar vlak boven een serie proeven uitgezet. Iedere serie bestaat weer uit enkelsteens en driesteens proeven. 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 4x4 meter, waarbinnen de zetting niet anders belast wordt van via de getrokken steen.

De trekproeven zijn voorbereid met een zogenaamde "los blok" proef. Voorafgaand aan de echte proefnemingen, worden alle stenen met een kleine opstelling tot ca. 5x het steengewicht belast om te voorkomen dat er losliggende stenen beproefd gaan worden. Daarna wordt de meetkar over de te beproeven steen gereden en de meting verricht.

Voor de schuifproeven is dezelfde opstelling gebruikt, alleen worden de belastingen en verplaatsingssensoren nu in het vlak van de zetting geplaatst.

Voor de metingen zijn 40 verplaatsingssensoren en 3 druksensoren (=krachtsensor) ingezet. Alle data wordt met computerapparatuur geregistreerd, waardoor het mogelijk is iedere seconde de 43 sensoren af te lezen.

Naast deze proeven worden bepaalde zettingseigenschappen in een laboratoriumomgeving bepaald.

Resultaten

Alle data is verwerkt tot grafieken. Voor de trekproeven zijn dat:

- 3D vervormingsvlakken en belastingsdiagrammen
- Kracht-weg diagrammen
- Grafieken van vlakmetingen
- Doorsneden van het vervormingsvlak

Voor de schuifproeven zijn de volgende grafieken gemaakt:

- 2D vervormingsvlakken en belastingsdiagrammen
- Kracht-weg diagrammen
- Aanzichten
- Vergelijkingen van veld en contra metingen

Analyse

Bij de trekproeven is de sterkte van de stenen aan een flinke spreiding onderhevig. Er blijkt geen significant verschil aan te wijzen tussen de metingen hoog en laag op de zetting.

De resultaten zijn ook met een plaatmodel geanalyseerd. Hiermee wordt de verplaatsing en de belastingen opgelegd aan de plaat, waarna er een stijfheid kan worden berekend. Die stijfheden zijn ongeveer 70 ± 25 MPa voor de Hydroblocks en 200 ± 75 MPa voor de Basaltens. Dit is berekend met de genoemde strokenmodellering en vooral gebaseerd op de enkelsteens proeven. De driesteensproeven geven vaak resultaten die niet goed in het strokenmodel zijn op te nemen.

Uit de schuifproeven kan ook een elasticiteitsmodulus worden berekend. Deze blijkt ongeveer 2 á 4 keer groter dan uit de trekproeven werd berekend. Verder zijn de Basaltens ongeveer 2 keer stijver dan de Hydroblocks (600 vs 1300 MPa). Dat de uit de schuifproeven een hogere E-modulus wordt berekend dan uit de trekproeven kan door het wrijvingsaandeel worden verklaard.

Conclusie

Met de proefnemingen aangetoond dat de stenen vaak ingeklemd liggen en er een normaalkracht en momentcapaciteit aanwezig is. Het is met de analyses uit deze rapportage mogelijk een waarde aan deze grootheden te geven, zij het met behoorlijk grote onzekerheidsgrenzen. Er is geen relatie tussen de plaats op de zetting en de trekkracht aangetoond.

De normaalkracht is volgens verschillende berekeningen ongeveer 15 kN/m. Er zijn echter ook waarden van 3 en 25 kN/m berekend.

BEGRIPPENLIJST

Springen	Stenen die onder belasting met sprongen loskomen uit de zetting. Tijdens het springen schiet de verplaatsing omhoog en neemt de kracht abrupt af. In het rapport wordt de vergelijking met laagfrequent stick-slip gedrag gemaakt.
Slippen	Als een steen bij gelijkblijvende kracht de zetting uit wordt getrokken wordt dit slippen genoemd.
Strokenmodel	Model waarbij de tweedimensionale krachtswerking van de plaat wordt opgedeeld in orthogonale stroken. Hierbij moet de belasting volgens een bepaalde verdeelsleutel over de stroken worden verdeeld, zódanig dat de vervormingen op de kruispunten van de stroken gelijk zijn.
Treksteen (TS)	Steen waarop de vijzelkracht aangrijpt. (Alleen voor trekproeven)
Treksteensensor	Sensor die de verplaatsing van de treksteen loodrecht op de zetting meet. Effectief gebeurt dit met een sensor op het draadeind dat de vijzel en de steen verbindt. (Alleen voor trekproeven)
XY-meting	Metingen doe verplaatsingen in het vlak van de zettong moeten registreren. Hiervoor worden de verplaatsingssensoren hetzij in de x-richting, hetzij in de y-richting van de zetting geplaatst. Deze metingen werden op vier plaatsen verricht tijdens de trekproeven en op 26 plaatsen bij de schuifproeven.

AFKORTINGEN

DWW	Dienst weg- en waterbouwkunde van Rijkswaterstaat
WZE	Waterschap Zeeuwse eilanden
HR	Hydraulische randvoorwaarden
HW	Gemiddelde hoogwaterlijn Vaak is dit de “lage meetlijn”
HWS	Hoogwaterlijn bij springtij. Vaak is dit de “hoge meetlijn”
LOS	Landelijke Ondersteuning Steenbekledingen = Landelijk Onderzoek Steenbekledingen
LT	Verplaatsingssensor met sleepcontact en looper. Staat voor: Rectilinear displacement transducer.

LVDT	Verplaatsingssensor met inductiespoel. Gebruikt zijn LT's. Staat voor Linear variable differential transformer.
OKS	Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
RWS	Rijkswaterstaat
SWL	Stil Waterlijn
SP	Schuifproef
TAW	Technische adviescommissie waterkeringen
TRS	Technisch Rapport Steenzettingen
TP	Trekproef
VTV	Voorschrift Toetsen op Veiligheid

LIJST VAN SYMBOLEN

In de hoofdtekst zijn alle symbolen schuin afgedrukt.

Tenzij anders vermeld gelden de volgende betekenissen:

b	Dikte filterlaag [m]
d	Steendikte [m]
e	Excentriciteit van de normaalkracht [m]
f	Wrijvingscoëfficiënt [-]
k	Doorlatendheid van het filter [m/s]
k'	Doorlatendheid van de toplaag [m/s]
p	Puntlast
q	Verdeelde belasting
q _w	Representatieve verdeelde belasting voor de waterdruk [kN/m]
q _s	Representatieve verdeelde belasting voor het steengewicht [kN/m]
v	Aangenomen rand van de plaat. Grenswaarde waarbuiten de zetting als overplaatst wordt beschouwd. [m]
w	Translatie in het midden van de plaat in modellen [m]
z	Translatie in het midden van de plaat volgens metingen [m]
A	Oppervlakte. Welk vlak varieert per geval.
D	Dikte toplaag [m] óf Plaatstijfheid $E \cdot d / 12(1 - \nu^2)$. Vergelijkbaar met de EI van een 1 meter brede strook [kNm ²]
F	Coëfficiënt, in CUR 155 met "c" aangeduid
H _s	Significante golfhoogte [m]
H _{2%}	Golfhoogte die door 2% van de golven wordt overschreden [m]
M	Moment [kNm]
N	Normaalkracht [kN]
L _x	De lengte van het losgekomen zettingsdeel gemeten in de x-richting van de kar bij de trekproeven [m]
L _y	Als L _x , maar dan in de y-richting [m]
L _{op}	Golfengte op diep water [m]
α	Hellingshoek van de zetting [graden]
γ	Spreidingshoek van de belasting bij de schuifproeven [graden]
δ	Verplaatsing op 30cm van de gedrukte rand van de schuifproeven [mm]
Δ	Relatieve volumieke massa van de stenen onder water [-]
ξ _{op}	Brekerparameter op basis van maatgevende eigenschappen [-]
ε	Rek [-]
Λ	Leklengte [m]
ρ _s	Soortelijk gewicht van de stenen [kg/m ³]
σ	Spanning [N/mm ²]

FIGUREN, FOTO'S EN TABELLEN

Figuren

Figuur 1-1 Karcoördinaten.....	4
Figuur 1-2 Zettingscoördinaten (y van teen tot kruin).....	4
Figuur 2-1 Dwarsdoorsnede van een dijk met betrekking tot het buitentalud (van der Meer, 2002).....	6
Figuur 2-2 Maximale golfterugtrekking en maximale oploop. De golfbeweging is in iedere figuur links zichtbaar en de freatische lijn aan de rechterzijde, beide met een blauwe stippellijn aangegeven. De richting van het druksaldo is met de twee pijltjes aangeduid. Bij de maximale terugtrekking in de bovenste figuur worden de stenen tegen de zwaartekracht in belast, in de onderste figuur met de zwaartekracht mee. Figuur uit (Peters, 2005)	8
Figuur 2-3 Inklemmingsmechanisme (Schierreck, 2001)	11
Figuur 2-4 Analyse van Doorslagmodel	11
Figuur 2-5: Evenwicht van krachten in een geklemde toplaag belast met $\phi_w > \Delta d$ (Peters, 2003)	14
Figuur 2-6: Evenwicht van krachten bij belasting van een ligger van geklemde toplaagelementen met een belastingfunctie $q(x) = q_w(x) - q_s$ (Peters, 2003)	14
Figuur 2-7 Interne krachswerking Liggermodel. (Peters, 2003)	15
Figuur 2-8 Evenwicht tussen steengewicht en geschematiseerde belasting. (Peters, 2004)	15
Figuur 3-1 Achtergrond vizelopstelling	22
Figuur 3-2 Voorstel meetlocaties in atlas en GIS	23
Figuur 3-3 Proefprogramma	26
Figuur 3-4 Zetting (horizontaal gedraaid) met treksteen en reactiekrachten meetframe. Principe: verplaatsingssensoren en kar niet getekend. (Peters, 2005).....	27
Figuur 3-5 Bovenaanzicht dijktaalud met aantal trekproeven per meetzone. (Peters, 2005)	27
Figuur 3-6 Meet punten trekproef als cirkeltje, krachtoverdracht op kruisjes. Enkele trekproef. (Peters, 2005).....	28
Figuur 3-7 Meet punten trekproef als cirkeltje, krachtoverdracht op kruisjes. Drievoudige trekproef. (Peters, 2005).....	29
Figuur 3-8 Principe schuifproef. Rood zijn de krachten die met vizels op de zetting moeten worden overgebracht. Uit Peters (2005)	30
Figuur 3-9 Stappenplan bij voorbereiding schuifproeven Hydroblocks. Naar Peters (2005)	31
Figuur 3-10 Bovenaanzicht schuifproef van 1 meter breed profiel aan de meetzijde, twee meter breed contraprofiel. Meetpunten in x en y richting met cirkeltjes aangegeven. Naar (Peters, 2005).....	32
Figuur 3-11 Schuifproef 2 meter breed aan de meetzijde met een 3 meter breed contraprofiel. Naar (Peters, 2005)	32
Figuur 3-12 Schema proeven per locatie, van boven naar beneden Bath, Poortvliet en Sluis. Geel zijn de schuifproeven.....	36
Figuur 3-13 Vervormingsvlak door verdeelde belasting volgens Rayleigh Ritz	41
Figuur 3-14 Principe strokenmethode	41
Figuur 3-15 Mechanisch schema bij enkele puntlast en een gelijkmatige q-last met vervormingslijn. (uit Matrixframe)	43
Figuur 3-16 Vergelijkingen voor enkelsteens proeven. Geval (10) en (11) moeten worden opgeteld om de proefsituatie te beschrijven. (Vuistregels)	44
Figuur 3-17 Mechanisch schema bij driepuntsbelasting met momentenlijn. Hier is een halve constructie afgebeeld. Rechts het middelpunt met een kunstmatige inklemming uit de symmetrievoorwaarde, links de plaatrand.	44
Figuur 3-18 Knoopbenoeming. Staven liggen tussen knopen: staaf AB heeft lengte L_{AB}	45
Figuur 3-19 Exacte vorm van de verdeelde belasting. Rechts oplegging ($x=1,2$) links het veldmidden ($x=0$). De belasting is symmetrisch om de verticale y as.	50
Figuur 3-20 Vervorming van een ronde plaat volgens Timoshenko/Woinowsky-Krieger.....	55
Figuur 3-21 Schuifproef predictie	56
Figuur 4-1 Afmetingen meetframe.....	63

Figuur 4-2 Ongefilterd en gefilterd meetresultaat (van proef SPAS2, zie hoofdstuk 7 Resultaten Schuifproeven)	69
Figuur 4-3 Voorbeeld meetscherf (van proef TA19).....	75
Figuur 4-4 Sensorindeling trekproeven (nummering rechts m.u.v. 14 en 32).....	76
Figuur 4-5 Sensorindeling schuifproeven (nummering rechts, eerst x-sensor dan y-sensor).....	78
Figuur 5-1 Zeefkrommen. Bath ongesplitst.	93
Figuur 5-2 Zeefkrommen.....	94
Figuur 6-1 Vervorming van steenzetting. Links met treksteenvervorming (3a), rechts zonder (3b). Let op, de vervormingsschalen (z-assen) verschillen.	98
Figuur 6-2 Omhooggekomen stenenkolom bij proef TA20 (hoog punt tussen groene en blauwe vijzel (B en A)).....	99
Figuur 6-3 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.....	99
Figuur 6-4 Theoretische klokvormige vervorming bij enkelsteens belasting.....	99
Figuur 6-5 Vervorming van de zetting in zijn vlak. Positieve vervorming is steeds van de vijzels af.....	101
Figuur 6-6 Kracht-weg diagram van meting TC 12 13 14 en 15 (kleuren in overeenstemming met 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.....	102
Figuur 6-7 Meetserie Bath. Proef (TA code) en steennummers. Geel zijn de schuifproeven.....	102
Figuur 6-8 Meetserie Poortvliet. Proef (TB code) en steennummers. Geel zijn de schuifproeven.....	111
Figuur 6-9 Meetserie Sluis. Proef (TC code) en steennummers. Geel zijn de schuifproeven.....	119
Figuur 6-10 Basalton stenen in Sluis, hier proef TC11.....	120
Figuur 6-11 xy-pilot. Krachten, vervorming en vlakmeting tegen de tijd. XY meting is met de laagste, groene lijn weergegeven. De vervormingen op deze lijn zijn 10x uitvergroot.....	141
Figuur 6-12 xy-meting TA11.....	142
Figuur 6-13 xy-meting TB16.....	142
Figuur 6-14 xy-meting TB7.....	143
Figuur 6-15 xy-meting TC13.....	143
Figuur 6-16 Voorbeeld in Sluis van een vak waarin de inwassing is beoordeeld. Geheel leeggespoelde gaten zijn blauw omcirkeld (hier is slechts één cirkel zichtbaar).....	144
Figuur 6-17 Inwasbeoordeling Poortvliet.....	145
Figuur 6-18 Inwasbeoordeling de Sluis.....	145
Figuur 7-1 Kracht verplaatsingsdiagram SPCS1.....	148
Figuur 8-1 Maximale kracht enkelsteens versus driesteens proeven.....	170
Figuur 8-2 Kracht in de hoge en lage stenen binnen één proef.....	176
Figuur 8-3 Vervorming TB8 op t = 105 seconden.....	178
Figuur 8-4 Gemeten lengtes en hun lineaire trendlijn.....	188
Figuur 8-5 Goniometrische extrapolatie. Links bij kleine z, rechts bij grote z.....	189
Figuur 8-6 Elasticiteitsmoduli Bath HWS. Enkelsteens en driesteens modellen.....	196
Figuur 9-1 Verplaatsingsgebied en spreidingshoek.....	204
Figuur 9-2 Spreidingshoek in SPBS2.....	205
Figuur 9-3 Vergelijking van verplaatsingen in het veld met de contrasensoren.....	206
Figuur 9-4 Verhouding tussen veld- en contrasensoren voor hoge en lage stenen. Veldsensoren op de gedrukte stenen.....	208
Figuur 9-5 Verhouding tussen veld- en contrasensoren voor hoge en lage stenen. Veldsensoren op 30 cm van de gedrukte stenen.....	209
Figuur 9-6 Verhouding tussen veld- en contrasensoren. Gesorteerd van laag naar hoog.....	209
Figuur 9-7 Elasticiteitsmoduli uit de schuifproeven. Zonder de pakkingsrek (E_z).....	210
Figuur 10-1 Trekproef resultaten uitgesplitst naar normaalkrachtsniveau's.....	215
Figuur 10-2 Elasticiteitsmoduli isotrope enkelsteens proeven met trendbenadering.....	216
Figuur 10-3 Verplaatsingen in theorie en praktijk.....	218
Figuur 10-4 Krachtsafdracht en contrasensorplaatsing van schuifproeven op Basalton zettingen.....	219

Figuur 11-1 Richtingsonafhankelijke klemmingswerking door autonome spanning.....	223
--	-----

Foto's

Foto 2-1 Dijk waarop van onder naar boven Petit Graniet, Vilvoordse steen en Basaltzuilen worden gebruikt als bekleding (bij de Sluis, Anna Jacobapolder, Zeeland)	5
Foto 2-2 en 2-3 Basalton (Sluis) – Hydroblock (Bath).....	6
Foto 4-1 Overzicht meetopstelling (januari 2006)	59
Foto 4-2 Meetkar. 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.....	61
Foto 4-3 Meetframe.....	62
Foto 4-4 Opstelling testen LT's	64
Foto 4-5 Opstelling testen druksensoren	70
Foto 4-6 Opstelling trekproeven: driesteens horizontale proeven in Bath	80
Foto 4-7 Opstelling trekproeven: verticale en enkelsteens proeven	80
Foto 4-8 Opstelling schuifproeven (voorbeeld Poortvliet, proef smal en laag).....	83
Foto 4-9 De sparingen (tussen betonplex en textiel wordt beton ingegoten):.....	83
Foto 6-1 Meting van vervorming in het vlak van de zetting (XY meting).....	100
Foto 6-2 Hydroblocks in Bath. Hier proef 7 steen 10.	103
Foto 6-3 Basalton zuilen in Poortvliet.....	112
Foto 7-1 Proefopstelling schuifproeven.....	149

Tabellen

Tabel 3-1 Foto-overzicht proeflocaties	25
Tabel 3-2 Proefcodering trekproeven.....	34
Tabel 3-3 Proefcodering schuifproeven	35
Tabel 3-4 Overzicht van plaatmodellen.....	52
Tabel 3-5 Vergelijkingstabel uitkomsten plaatmodellen	52
Tabel 3-6 Predictie normaalkracht	54
Tabel 4-1 Indeling kalibratietabel	66
Tabel 4-2 Kalibratietabel - resultaten	66
Tabel 4-3 Resultaten toetsen druksensoren	71
Tabel 4-4 Druk-kracht gemeten.....	72
Tabel 4-5 Spanning - druk gemeten.....	73
Tabel 4-6 Omrekenfactoren bij meetapparatuur	74
Tabel 4-7 Sensorindeling trekproeven	77
Tabel 4-8 Sensor - vijzelcombinatie trekproeven	78
Tabel 4-9 Sensorindeling schuifproeven	79
Tabel 4-10 Standaardopstelling trekproeven	81
Tabel 4-11 Foto's algemeen	87
Tabel 4-12 Foto's trekproeven	88
Tabel 4-13 Foto's schuifproeven.....	89
Tabel 5-1 Soortelijk gewicht	92
Tabel 5-2 Wrijvingsfactoren en elasticiteitsmoduli	92
Tabel 5-3 Zeefanalyse.....	93
Tabel 5-4 Zeefanalyse Bath gesplitst.....	94
Tabel 5-5 Kerneigenschappen Zeefanalyse.....	94
Tabel 6-1 Meetlijnen in Bath.....	103
Tabel 6-2 Getijderange in Bath	103
Tabel 6-3 Beschrijving trekproeven Bath	109
Tabel 6-4 Weersomstandigheden bij trekproeven in Bath	110

Tabel 6-5 Meetlijnen in Poortvliet.....	111
Tabel 6-6 Getijderange in Poortvliet.....	111
Tabel 6-7 Beschrijving trekproeven in Poortvliet.....	117
Tabel 6-8 Weersomstandigheden bij trekproeven in Poortvliet.....	118
Tabel 6-9 Meetlijnen in de Sluis.....	119
Tabel 6-10 Getijderange in de Sluis.....	119
Tabel 6-11 Beschrijving trekproeven in Sluis.....	124
Tabel 6-12 Weersomstandigheden bij trekproeven in de Sluis.....	124
Tabel 6-13 Kleurcodering kracht-weg diagrammen.....	125
Tabel 6-14 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Bath. Op de treksteen.....	126
Tabel 6-15 Kracht-weg diagrammen driesteens in Bath. Op de treksteen.....	128
Tabel 6-16 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Bath. Naast de treksteen.....	129
Tabel 6-17 Kracht-weg diagrammen driesteens in Bath. Naast de treksteen.....	131
Tabel 6-18 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Poortvliet. Op de treksteen.....	133
Tabel 6-19 Kracht-weg diagrammen driesteens in Poortvliet. Op de treksteen.....	134
Tabel 6-20 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Poortvliet. Naast de treksteen.....	136
Tabel 6-21 Kracht-weg diagrammen driesteens in Poortvliet. Naast de treksteen.....	137
Tabel 6-22 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Sluis. Op de treksteen.....	138
Tabel 6-24 Kracht-weg diagrammen enkelsteens en driesteens in Sluis. Naast de treksteen.....	140
Tabel 7-1 Beschrijving schuifproeven Bath.....	151
Tabel 7-2 Beschrijving schuifproeven Poortvliet.....	153
Tabel 7-3 Beschrijving schuifproeven Sluis.....	155
Tabel 7-4 Onstuimige weersomstandigheden tijdens trekproeven.....	156
Tabel 7-5 Zijaanzichten bij overzichten van schuifproeven.....	161
Tabel 7-6 Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven in Bath.....	163
Tabel 7-7 Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven in Poortvliet.....	165
Tabel 7-8 Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven in Sluis.....	167
Tabel 8-1 Vergelijking maximale krachten.....	171
Tabel 8-2 Cumulatieve verdeling van de maximale krachten.....	173
Tabel 8-3 Vergelijking springkrachten.....	174
Tabel 8-4 Vergelijking slipkrachten.....	175
Tabel 8-5 Hellingen in de kracht-weg diagrammen.....	176
Tabel 8-6 Overzicht invoerparameters plaatmodel. Enkelsteens, Bath, HWS.....	179
Tabel 8-7 Overzicht invoerparameters plaatmodel. Driesteens, Bath, HWS.....	180
Tabel 8-8 A, B, C Modelberekening Bath HWS Enkelsteens.....	183
Tabel 8-9 Inwendige krachten in x-richting. In Bath HWS volgens het enkelsteens stookmodel.....	184
Tabel 8-10 Inwendige krachten in y-richting. In Bath HWS volgens het enkelsteens stookmodel.....	184
Tabel 8-11 A, B en C. Modelberekening Bath HWS Driesteens Horizontaal.....	186
Tabel 8-12 A, B en C. Enkelsteens isotrope benadering.....	187
Tabel 8-13 Elasticiteitsmoduli uit trekproeven.....	196
Tabel 8-14 A en B. Momenten in zetting volgens model met trendmatige invoer.....	197
Tabel 8-15 Normaalkracht in de zettingen.....	197
Tabel 8-16 Gemiddelde verplaatsingen bij 20 kN voor enkelsteens proeven in Bath en Poortvliet.....	198
Tabel 8-17 Klemfactoren per steentype volgens Coeveld en Klein Breteler.....	201
Tabel 9-1 Componenten in de mechanische analyse.....	207
Tabel 9-2 Mechanische berekeningen bij Schuifproeven.....	207
Tabel 10-1 Kracht-weg diagrammen uit veldmetingen en laboratorium.....	215
Tabel 11-1 Elasticiteitsmoduli uit trekproeven (zie pagina 190).....	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.

INHOUDSOPGAVE

	Blz.	
1	INLEIDING	1
1.1	Het onderzoek	1
1.2	Vraagstelling en hypothese	1
1.3	Randvoorwaarden en beperkingen	2
1.4	Dit rapport	2
1.5	Structuurbeschrijving	3
1.6	Assenstelsels	4
2	KADER	5
2.1	Over steenzettingen	5
2.1.1	Algemeen	5
2.1.2	Mechanica 1/3 - Belasting	7
2.1.3	Mechanica 2/3 - Opbouw normaalkracht	8
2.1.4	Mechanica 3/3 – Sterkte	9
2.1.5	Klemmingsmodellen	10
2.2	Onderzoekshistorie	17
2.2.1	Onderzoeklijnen – tot 2003	17
2.2.2	Onderzoeklijnen – na 2003	19
2.2.3	Huidige stand	19
3	ONDERZOEKSBESCHRIJVING	21
3.1	Doelstellingen	21
3.2	Meetplan	21
3.3	Proefbeschrijving	22
3.3.1	Proeflocaties	22
3.3.2	Proefprogramma	25
3.3.3	Metingen	33
3.4	Proefmodel	37
3.4.1	Plaatanalogie	37
3.4.2	Plaatafbakening	38
3.4.3	Analytische beschrijvingen - isotroop	38
3.4.4	Ritz Rayleigh Methode - orthotroop	39
3.4.5	Strokenmethode	41
3.4.6	Vergelijking van rekenmethodes	51
3.4.7	Conclusie	53
3.5	Predicties	53
3.5.1	Trekkracht	54
3.5.2	Schuifkracht	55
3.6	Beperkingen	57
4	PROEFOPSTELLING	59
4.1	Beschrijving mechanische onderdelen	59
4.1.1	Stalen krachtframe	59
4.1.2	Aluminium meetframe	61
4.2	Beschrijving elektronische onderdelen	63
4.2.1	Verplaatsingsensoren	63

4.2.2	Druksensoren	69
4.3	Beschrijving software	74
4.4	Sensorindeling	75
4.4.1	Trekproeven	75
4.4.2	Schuifproeven	78
4.5	Procedure Trekproeven	80
4.6	Procedure Schuifproeven	83
4.7	Typenummers en foto's	85
4.7.1	Meetgereedschap	85
4.7.2	Foto's	86
5	RESULTATEN LABORATORIUMPROEVEN	91
5.1	Inleiding	91
5.2	Soortelijk gewicht	92
5.3	Wrijvingsfactoren en Elasticiteitsmoduli	92
5.4	Zeven	93
6	RESULTATEN TREKPROEVEN	95
6.1	Inleiding	95
6.2	Bath	102
6.2.1	Inleiding	102
6.2.2	Resultaten	104
6.2.3	Weersomstandigheden	110
6.3	Poortvliet	111
6.3.1	Inleiding	111
6.3.2	Resultaten	112
6.3.3	Weersomstandigheden	118
6.4	Sluis	119
6.4.1	Inleiding	119
6.4.2	Resultaten	120
6.4.3	Weersomstandigheden	124
6.5	Kracht-weg diagrammen	125
6.5.1	Bath	125
6.5.2	Poortvliet	132
6.5.3	De Sluis	137
6.6	Vlakmetingen	140
6.7	Alle grafieken	144
6.8	Inwassingsbeoordeling	144
7	RESULTATEN SCHUIFPROEVEN	147
7.1	Inleiding	147
7.2	Bath	150
7.2.1	Inleiding	150
7.2.2	Resultaten	150
7.3	Poortvliet	152
7.3.1	Inleiding	152
7.3.2	Resultaten	152
7.4	Sluis	154
7.4.1	Inleiding	154
7.4.2	Resultaten	154
7.5	Weersomstandigheden	155

7.5.1	Tijdens de proeven	155
7.5.2	Stormschade	155
7.6	Overzichten in zijaanzicht	159
7.7	Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven	162
7.7.1	Bath	162
7.7.2	Poortvliet	164
7.7.3	Sluis	166
7.8	Opmerkingen en conclusies	167
8	ANALYSE TREKPROEVEN	169
8.1	Metingen aan de treksteen	169
8.1.1	Inleiding	169
8.1.2	Maximale trekkracht	170
8.1.3	Springkracht	173
8.1.4	Slipkrachten	174
8.1.5	Kracht in hoge en lage stenen van driepuntsproeven	175
8.1.6	Hellingen in kracht-weg diagrammen	176
8.1.7	Conclusies	176
8.2	Analyse volgens het plaatmodel	177
8.2.1	Stap 1 Invoer parameters bepalen	177
8.2.2	Stap 2 Invoer in Spreadsheet	178
8.2.3	Stap 3 Overzicht proefdata	179
8.2.4	Stap 4 Kracht vervormingsgrafieken	181
8.2.5	Stap 5 Analyse volgens strokenmethode	182
8.2.6	Stap 6 Isotrope benadering	186
8.2.7	Stap 7 Trendanalyse	188
8.2.8	Stap 8 Elasticiteitsmoduli	189
8.2.9	Inwendige krachten	197
8.2.10	Evaluatie plaatmodel	198
8.3	Kansen	199
9	ANALYSE SCHUIFPROEVEN	203
9.1	Werkwijze bij analyse	203
9.2	Verschijnselen	203
9.2.1	Kenmerkend gedrag	204
9.2.2	Spreidingshoek	204
9.3	Stijfheid	205
9.3.1	Berekeningen	206
9.4	Grafieken	208
9.5	Conclusies	211
10	TERUGKOPPELING	213
10.1	Doelstellingen	213
10.2	Vergelijking met laboratoriumproeven	214
10.3	Terugkoppeling predicties	217
10.4	Evaluatie Trekproeven	218
10.5	Evaluatie Schuifproeven	218
11	CONCLUSIES	221
11.1	Hoofresultaten	221
11.2	Deelresultaten	221

11.2.1	Proeven	221
11.2.2	Modelbeschrijving	222
11.3	Klemmingshypothese	222
11.4	Toepassing	223
11.5	Aanbevelingen	224
11.6	Afstudeercommissie	226
12	LITERATUUR	227
12.1	Rapporten	227
12.2	Websites	228
12.3	Overig	228

1 INLEIDING

1.1 Het onderzoek

Steenzettingen worden van oudsher gebruikt om dijken aan het aangevallen front te bekleden. Het grootschalig wetenschappelijke onderzoek naar deze constructies is echter pas in de jaren na 1980 opgestart. De Wet op de Waterkering heeft in 1996 nieuwe eisen gesteld aan de primaire waterkeringen in Nederland en een aanzet gegeven tot hernieuwd onderzoek.

Inklemming van steenzettingen is een onderdeel van de gehele mechanische beschrijving van steenzettingen dat nog niet volledig is beschreven. Met name de boogwerking die hieruit kan voortkomen is nooit eerder in het veld beproefd en is potentieel zeer belangrijk. Dit mechanisme is echter nooit expliciet in ontwerp en toetsingsregels meegenomen.

Voorafgaand aan deze rapportage zijn veldproeven uitgevoerd die de basis van de beschrijving van dit mechanisme moeten vormen. Voor die proeven is zowel de opstelling en apparatuur als de verwerkingsmethodiek ontwikkeld. Voor de interpretatie van de meetgegevens is op basis van bestaande modellen en wetenschappelijke opvattingen een bruikbaar model opgebouwd voor de verwerking van de data.

1.2 Vraagstelling en hypothese

De hoofdvraag die met de genoemde veldproeven moet worden beantwoord is in een vroeg stadium als volgt geformuleerd:

“Wat is de momentcapaciteit van steenzettingen ten gevolge van de normaalkracht in het vlak van de zetting door inklemming in veldsituaties?”

De hypothese is in Peters (2003) opgesteld in een studie, die de basis is geworden voor de vervolgonderzoeken naar ingeklemde stenen. Deze luidt als volgt:

De momentcapaciteit van de zetting is afhankelijk van de normaalkracht uit het vlak van de zetting. Bij een vervorming van de zetting in zijn vlak zal de druklijn van deze normaalkracht niet door het normaalkrachtencentrum van de zetting lopen. Deze excentriciteit levert een theoretische momentcapaciteit op ter grootte van het product van de normaalkracht en de excentriciteit: $M = N \cdot e$.

Omdat de excentriciteit vastligt in de geometrie van de steenzetting, is de zoektocht naar de momentcapaciteit is dus tevens die naar de normaalkracht.

1.3 Randvoorwaarden en beperkingen

Specifieke eigenschappen van de zetting en de apparatuur zullen later aan bod komen. Omdat dit onderzoek deel is van een zeer breed onderzoeksprogramma (zie §2.2), moeten er grenzen aan de doelstellingen worden gesteld. Die grenzen worden opgelegd door de overlap met ouder en ander onderzoek. Minder fundamenteel zijn de beperkingen in verband met planning en budget: deze hebben vooral invloed op het aantal proeven, niet op de kwaliteit.

In dit onderzoek zal in het bijzonder worden gezocht naar de klemming van stenen in een steenzetting. Om het kader aan te geven wordt wel naar de raakvlakken met ander onderzoek en toepassingen van de uitkomsten gezocht, maar dit is geen doelstelling van het rapport. Tevens is dit onderzoek in twee hoofdproeven verdeeld, te weten trek en schuifproeven. De resultaten zijn volledig uitgewerkt, de analyse is nog niet afgerond en zal in een andere context worden gedaan.

1.4 Dit rapport

Dit rapport vormt het eindrapport van een studie aan steenzettingen in Zeeland die in het kader van een afstudeerproject is gedaan. Die studie omhelst de uitvoering van veldproeven in Zeeland en analyse van de gegevens daaruit voortkomend, teneinde een uitspraak over de grootte en betrouwbaarheid van de opspanning van dijkbekledingselementen te doen. Het gaat hier om steenzettingen van het type Basalton en Hydroblock. Het onderzoek vindt plaats in het kader van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen van Rijkswaterstaat, waarbinnen al eerder (afstudeer)onderzoek is verricht.

Het rapport is onderdeel van een serie rapportages:

Startnotitie en literatuurstudie	Veldonderzoek naar de inklemming van steenzettingen in Zeeland. <i>Literatuurstudie en startdocument afstudeerproject</i>	1 december 2005
Draaiboek	Draaiboek Proefnemingen op steenzettingen in Zeeland. <i>Veldonderzoek naar inklemming bij steenzettingen</i>	19 december 2005
Voortgangsrapportage	Resultaten en modelvorming. <i>Voortgangsrapport afstudeeronderzoek steenzettingen in Zeeland</i>	12 april 2006
Bijlagen eindrapportage	Bijlagenboek bij "Veldproeven op steenzettingen in Zeeland"	1 september 2006
Synopsis	Veldproeven op steenzettingen in Zeeland. <i>Synopsis van gedachtegang en conclusies bij het eindrapport "Veldproeven op steenzettingen in Zeeland"</i>	1 september 2006
Eindrapport	Dit rapport	1 september 2006

Dit rapport meer is dan een meetverslag. Vanzelfsprekend is het wel als zodanig bruikbaar, maar er wordt ook aandacht aan de interpretatie van de gegevens besteed.

Bij dit verslag is een digitaal archief geleverd. Daar zijn alle rapportages, grafieken, meetbestanden, foto's en video's verzameld. Voor het begrip van deze rapportage is dat archief niet direct van belang. Wel is dit een belangrijk eindproduct voor verdere verwerking van de proeven.

1.5 Structuurbeschrijving

Dit rapport is onderdeel van de rapportage over de veldproeven die de inklemming van steenzettingen moeten verduidelijken. Weliswaar is dit het eindrapport van een afstudeeronderzoek, het is niet het eindrapportage van de proefnemingen. Later moeten de proeven leiden tot inpassing van inklemmingseffecten in de toets- en ontwerpmodellen. Dat is in deze rapportage niet beschouwd. Derhalve zijn er ook iets andere doelstellingen verbonden aan deze rapportage.

De specifieke doelstellingen van dit rapport zijn:

- Rapporteren van meetresultaten.
- Toetsen plaatmodel aan vervormingen van de steenzetting.
- Bepalen van de materiaaleigenschappen van de zetting.
- De inklemming van een steenzetting onder natuurlijke omstandigheden kwantificeren

De hoofdvraag luidt:

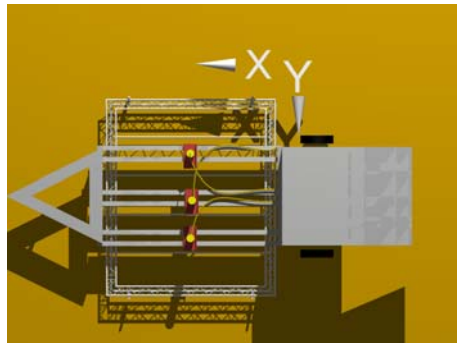
“Hoe is een steenzetting die belast wordt in zijn vlak te beschrijven volgens rekenregels uit de constructiemechanica?”

Deze doelstellingen passen goed binnen de hoofdvraag van het onderzoek. Voor dit rapport is de volgende opbouw gekozen:

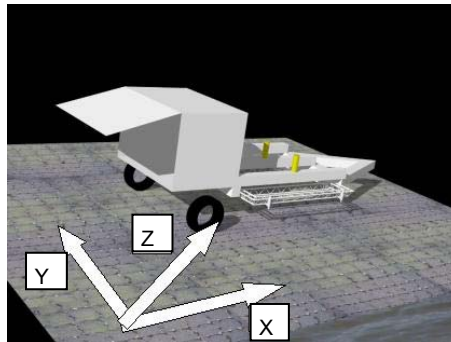
Allereerst zal in hoofdstuk 2 het kader worden aangeduid. De achtergronden en voorlopers van deze proefnemingen zullen worden uiteengezet. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 het voorgenomen onderzoek beschreven. De meetplannen, proefmodellen en predicties komen daar aan de orde. In hoofdstuk 4 wordt de proefopstelling vastgelegd. Hiervoor worden alle componenten van de opstelling beschreven en wordt er een proefprocedure vastgelegd. Vervolgens worden de resultaten van de proefnemingen gepresenteerd. Allereerst het laboratoriumonderzoek naar de eigenschappen van de zettingscomponenten in hoofdstuk 5. In hoofdstuk 6 worden de resultaten van de trekproeven gepresenteerd. In verschillende grafieken zijn de resultaten inzichtelijk weergegeven. Vanwege de grote hoeveelheid metingen, en het derhalve even grote aantal grafieken, is slechts een fractie van de grafieken afgedrukt. In hoofdstuk 7 worden de resultaten van de schuifproeven getoond. De analyse van de gegevens start in hoofdstuk 8. Eerst eenvoudig aan de hand van kracht-weg eigenschappen. Later worden aan de hand van de gegevens uit hoofdstuk 6 en het model uit hoofdstuk 3 een aantal berekeningen gedaan die de zettingseigenschappen bepalen. Hoofdstuk 9 bestaat uit de analyse bij de schuifproeven. Daar worden deels dezelfde parameters als voor de trekproeven berekend. Hoofdstuk 10 is de terugkoppeling naar de predicties. Omdat deze niet alleen van invloed zijn op deze rapportage zijn ze in een apart hoofdstuk opgenomen. Het laatste hoofdstuk bestaat uit de conclusies en aanbevelingen.

1.6 Assenstelsels

Tijdens de proefnemingen worden twee assenstelsels gebruikt. Een georiënteerd ten opzichte van de steenzetting en een ten opzichte van de meetkar. Hieronder zullen beide worden vastgelegd. Indien er onduidelijkheid kan bestaan over het bedoelde assenstelsel zal met een subscrift duidelijkheid worden verschaft. De z-as van beide stelsels is gelijk.



Figuur 1-1 Karcoördinaten



Figuur 1-2 Zettingscoördinaten (y van teen tot kruin)

In de meeste metingen zijn de assenstelsels van de kar en de zetting gelijk. Bij een bepaald type proeven (driesteens horizontaal) is de kar echter 90 graden tegen de klok in gedraaid, waardoor de assen effectief omwisselen.

2 KADER

In dit hoofdstuk worden de achtergronden en de voorlopers van het onderzoek besproken. Allereerst wordt er een paragraaf aan steenzettingen in het algemeen geweid en de mechanica achter deze constructie. Vervolgens wordt ingegaan op de onderzoekshistorie.

2.1 Over steenzettingen

2.1.1 Algemeen

Grote delen van Nederland worden met een kunstmatig grondlichaam beschermd tegen het buitenwater. Waar deze dijken door golven worden aangevallen, wordt vaak ter bescherming een steenzetting aangebracht. Vroeger zijn hier natuurproducten voor gebruikt, zoals basaltzuilen, Doornikse steen of graniet.



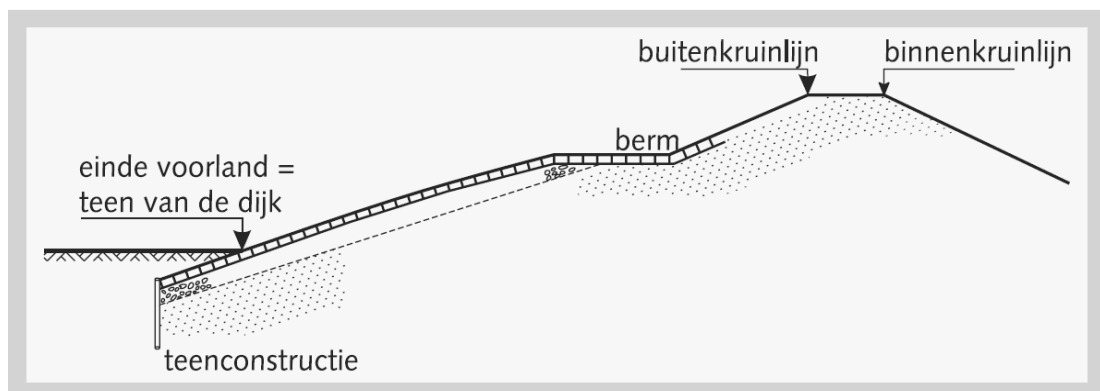
Foto 2-1 Dijk waarop van onder naar boven Petit Graniet, Vilvoordse steen en Basaltzuilen worden gebruikt als bekleding (bij de Sluis, Anna Jacobapolder, Zeeland)

Tegenwoordig worden vooral betonnen elementen gebruikt, die in een coherent patroon op het buitentalud worden aangebracht. Vaak worden de stenen per pallet aangeleverd en machinaal gezet. Verschillende betonfabrieken bieden producten aan die op deze wijze verwerkbaar zijn. Hieronder staan figuren afgebeeld van Hydroblock en Basalton zettingen, er is echter meer beschikbaar, bv. de Ronaton en de PIT polygoon elementen (TAW, 2003).



Foto 2-2 en 2-3 Basalton (Sluis) – Hydroblock (Bath)

De elementen worden meestal niet direct op het kernmateriaal van de dijk geplaatst. Tussen de steenzetting en de kern wordt een filter toegepast. Dit kan een granulair materiaal of een geotextiel zijn, of een combinatie van beiden. Dit zogenaamde filter dient een tweeledig doel: allereerst vormt het een filter dat de deeltjes van kern van de dijk fixeert, daarnaast is het ook een uitvlaklaag voor de toplaagstenen.



Figuur 2-1 Dwarsdoorsnede van een dijk met betrekking tot het buitentalud (van der Meer, 2002)

De belangrijkste belasting van de steenzetting wordt gevormd door waterdrukverschillen in het dijklichaam en het oppervlak. Deze worden veroorzaakt door een min of meer vast waterpeil in de kern van de dijk en een wisselend peil aan de buitenzijde: de golfbeweging.

Bij de open steensoorten die hier worden onderzocht, wordt dit peilverschil niet opgevangen, maar gereguleerd afgelaten. De ontwerpcriteria worden dan niet door het maximale drukverschil bepaald, maar door een gereduceerde waarde. Door open structuur en de zetlaag onder de stenen kan de waterdruk dan afvloeien zonder schade aan te richten.

Het voordeel van dit type steenzettingen is dat deze in principe minder dik hoeft te worden uitgevoerd dan bij een gesloten deklaag. De drukverschillen zijn immers kleiner omdat deze kunnen wegvloeien. Tevens kunnen vervormingen van het dijklichaam en de zetlaag goed worden gevolgd. Een starre toplaag (bijvoorbeeld beton) zal dan scheuren of holtes vormen.

In Figuur 2-1 kan worden gezien dat alle stenen op de helling tegen elkaar aanliggen en door de teenconstructie worden vastgelegd. De zwaartekracht zorgt er naar verwachting voor dat de stenen tegen de teenconstructie worden aangedrukt en veroorzaakt zo een normaalkracht in het vlak van de zetting.

2.1.2 Mechanica 1/3 - Belasting

Steenzettingen worden geplaatst om dijken tegen golfaanvallen te beschermen. Hierbij wordt de eroderende werking van de waterstroming opgevangen door de bekleding als een filter op te bouwen. Tevens moet de steenzetting genoeg massa bezitten om de drukverschillen tussen de onder en bovenkant van de stenen tegenwicht te bieden.

Toplaaginstabiliteit richt zich op de geïsoleerde steenzetting. Het Technisch Rapport Steenzettingen (TRS) formuleert vier mechanismen voor het ontstaan van toplaaginstabiliteit (TAW, 2003):

- a) Maximale golfterugtrekking
- b) Golfklap
- c) Langsstroming
- d) Golfoploop

Ad a) Voor kustdijken werd dit principe meestal maatgevend geacht en zal verderop worden toegelicht.

Ad b) De golfklap geeft een hoge druk aan de buitenzijde van het talud. Hierdoor wordt er water tussen de bekleding door in het filter geperst. Door de verdelende functie van het filter ontstaat nu een hoge waterspanning onder de stenen naast de golfklap. Deze stenen krijgen echter geen tegendruk van de golf en kunnen worden uitgedrukt. Dit fenomeen treedt op bij een $\xi < 2$ à 2,5 en is maatgevend voor constructies met een leklengte $\Lambda < 0,5$ à 0,7 m (Klein Breteler, 2000)¹. Deze belasting krijgt langzaam maar zeker een belangrijker rol toegedicht.

Ad c) Langsstroming is vooral voor rivierdijkbekleding een relevant faalmechanisme.

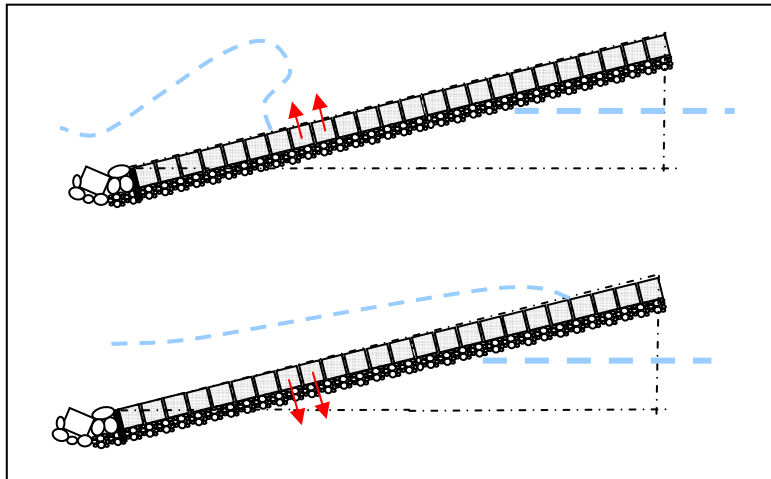
Ad d) Golfoploop speelt voor het bovenbeloop een rol.

Het belangrijkste belastingsmechanisme voor de steenzettingen treedt op tijdens de maximale golfterugtrekking. De steenzetting heeft een open structuur en bij een golfaanval betekent dit dat er water door de steenzetting in de filterlaag en de kern dringt. Belangrijker is echter dat dit water ook weer uit de dijk treedt bij de golfterugtrekking.

¹ Doorverwezen uit (Peters, 2003)

Bij de maximale golf terugtrekking zal de waterspanning op de bekleding onder het freatische peil liggen en zal er water uit het lichaam willen treden. Bij maximale golfoploop zal het waterpeil boven het freatische liggen en water in het lichaam persen.

Om dit principe te verduidelijken zijn de volgende twee grenssituaties weergegeven:



Figuur 2-2 Maximale golf terugtrekking en maximale oploop. De golfbeweging is in iedere figuur links zichtbaar en de freatische lijn aan de rechterzijde, beide met een blauwe stippellijn aangegeven. De richting van het druksaldo is met de twee pijltjes aangeduid. Bij de maximale terugtrekking in de bovenste figuur worden de stenen tegen de zwaartekracht in belast, in de onderste figuur met de zwaartekracht mee. Figuur uit (Peters, 2005)

Omdat de invloed van de golven in de dijk gedempt wordt, ontstaat er in de dijk een freatisch peil ter hoogte van de gemiddelde waterstand. Bij een waterdichte dijkbekleding zal de toplaag dus afwisselend tegen en van de dijk worden gedrukt door de wisselende waterdrukken (rode pijltjes). Door een open steenstructuur te kiezen en een filterlaag aan te brengen die de waterspanningen verdeelt, wordt deze belasting kleiner. De wateroverspanningen kunnen dan afstromen door de toplaag. Kwantitatief wordt dit beschreven aan de hand van de vergelijkingen van Wolsink.

2.1.3 Mechanica 2/3 - Opbouw normaalkracht

Doordat de waterspanning tussen de steenzetting en de filterlaag zit varieert, wisselen de korreldrukken ook. Bij een hoge waterdruk kan minder schuifspanning worden overgebracht van de stenen naar het filter, dus is bij een hoge waterdruk de wrijvingshoek kleiner dan bij een lagere waterdruk. Op dat moment zullen de stenen dus minder weerstand tegen afschuiven bieden. De stenen zullen door deze afname tegen elkaar aan gaan liggen.

Omdat de waterspanningswisselingen over de gehele getijdezone optreden, zal alleen dat deel van de zetting hier invloed van ondervinden. Dit deel rust echter op de stenen eronder. Het gevolg is dat langzaam een normaalkracht wordt opgebouwd in de stenen op en onder het niveau van de spanningswisselingen. Meestal is dit ook het deel dat door de golven wordt belast. Dit mechanisme is beschreven in (Vrijling et al, 2000).

Afhankelijk van de omstandigheden zal deze normaalkracht even groot zijn als de evenwijdige zwaartekrachtscomponent van het bovenliggende deel, waarbij de wrijving tussen de zetstenen en de filterlaag een verkleining of een verhoging van deze normaalkracht kan veroorzaken.

Door de opspanning van de steenzetting kan deze een dwarskracht en een moment overbrengen. Hierbij is de dwarskracht afhankelijk van de wrijvingskracht van de inwassing en de momentcapaciteit van de interne hefboomsarm.

Bij al deze redeneringen is van een (oneindig) stijve teen uitgegaan. Als die teen meegeeft zal de opgebouwde normaalkracht weer verdwijnen.

2.1.4 Mechanica 3/3 – Sterkte

Steenzettingen ontleen hun sterkte aan een vijftal mechanismen. In volgorde van belangrijkheid zijn dat:

1. *Zwaartekracht*. Door het eigengewicht van de stenen kan weerstand worden geboden tegen de waterdrukken. Iedere steen kan onafhankelijk van de buurtstenen over dit mechanisme beschikken
2. *Randwrijving*. Dit principe is afhankelijk van de inklemming van de kritieke steen tussen de omliggende stenen. Indien er sprake is van klemming zal de steen door de randwrijving met de omliggende stenen worden gefixeerd.
3. *Boogwerking*. Als de belasting groter is dan het eigengewicht van de steen zal deze omhoog willen komen. Door de randwrijving zullen echter meerdere omliggende stenen ook omhoog komen, totdat het verticale evenwicht weer is hersteld. De vervormde situatie kan alleen ontstaan door de aanwezigheid van momentcapaciteit in de zetting die tot boogwerking leidt. Dit mechanisme is niet in de ontwerp- en toetscriteria opgenomen. Dit is vooral te wijten aan de lastige beschrijving en de onbekende betrouwbaarheid van het mechanisme.
4. *Zuiging*. Indien een enkele steen wordt opgelicht zal onder die betreffende steen een holte ontstaan. Omdat die ruimte plotseling ontstaat zal water moeten toestromen om het vacuüm op te vullen. Bij zeer kortdurende belasting geeft dit een zuigkracht. Dit mechanisme mag volgens CUR155 alleen in zeer extreme gevallen worden toegepast.
5. *Traagheid*. Voor de verplaatsing van een steen moet de traagheid worden overwonnen. Ook dit geldt bij zeer korte belastingen.

Punt 1 en 2 vormen de basis van het zuigerprincipe, dat afhankelijk is van het eigengewicht van de stenen en de inklemming met de burens. Dit is momenteel de toetsingssterkte van de zetting.

Punt 3 vormt het onderwerp van het huidige onderzoek.

Punten 4 en 5 mogen in de uiterste grenstoestand in sommige gevallen worden meegerekend in de sterkte van de zetting. Dit geldt alléén bij een belasting door stormgolven (geen scheepsgolven) en dan mag bij een belasting tussen H_s en $H_{2\%}$ een verplaatsing van de steen van $0,1 \cdot d$ optreden.

De klemming van de zetting heeft invloed op het tweede en derde mechanisme. De randwrijving is reeds beschreven in de voorschriften. Op die manier is de klemming al deels beschikbaar in de sterkteberekening van de zettingen. Het huidige onderzoek moet tot een beschrijving van het derde mechanisme leiden zodat ook dit in de voorschriften kan worden opgenomen.

De steenzettingen worden aan de hand van de rekenregels uit het TRS ontworpen (TAW, 2003). Deze regels zijn gebaseerd op kennis die in het CUR155 (Klein Breteler, 1992) is verzameld en in het rekenprogramma ANAMOS wordt toegepast. De basis van dat programma ligt besloten in het doorlopen van een aantal stroomschema's. De belangrijkste formulering uit die methode is hieronder weergegeven.

$$\frac{H_{scr}}{\Delta d} = f\left(\frac{d k'}{b k}\right)^{0,33} \xi_{op}^{-0,67}$$

Vergelijking 2-1 Relatie golfhoogte, steendikte, filteropbouw en helling

Met:

H_{scr}	=	Golfhoogte waarbij stenen net niet bezwijken [m]
Δ	=	Relatieve volumieke massa van de stenen onder water [-]
f	=	coëfficiënt, in CUR 155 met "c" aangeduid (p.131)
b	=	Dikte filterlaag [m]
d	=	Dikte toplaag, steendikte [m]
k	=	Doorlatendheid van het filter [m/s]
k'	=	Doorlatendheid van de toplaag [m/s]
ξ_{op}	=	Brekerparameter op basis van maatgevende eigenschappen [-] $\tan(\alpha)/\sqrt{(H_s/L_{op})}$
H_s	=	Significante golfhoogte
L_{op}	=	Golflengte op diep water

Deze empirische relatie wordt in (Bezuijen, 1990), (Klein Breteler, 1992) en (Pilarczyk, 1998) beschreven. Het vormt de basis van de gangbare ontwerpmethodede. Het is evident dat in de bovenstaande formulering alle sterkte en belastingspunten impliciet worden meegenomen.

De relatie is afgeleid uit de resultaten die met analytische rekenmethodes zijn bereikt. De belangrijkste zettingeigenschappen worden in de formule verenigd. Deze is echter beperkt bruikbaar: CUR 155 vermeldt op pagina 131: "De formule...geeft een indicatie van de globale tendenzen" (Klein Breteler, 1992). Hier dient hij alleen om aan te geven hoe de relaties tussen die grootheden ongeveer liggen.

2.1.5 Klemmingsmodellen

Algemeen

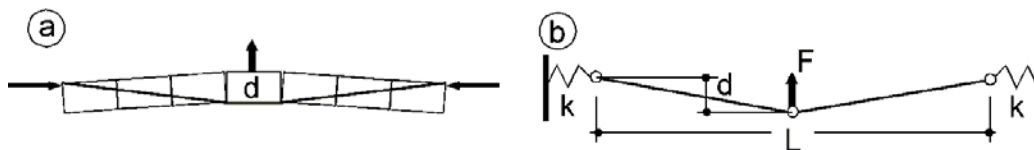
In het model ANAMOS worden veel grootheden analytisch bepaald. Er is echter nog steeds noodzaak tot het invoeren van verzamelparameters (f , of c). In deze parameters zijn de mechanismen en onzekerheden die niet nog niet kwalitatief beschreven zijn verzameld. Een van die onderdelen is de boogwerking van de steenzetting, dat onderdeel is van de klemeffecten. Peters omschrijft dit gedrag onder de term "liggeranalogie". Er is al eerder onderzoek naar deze effecten gedaan. In deze paragraaf volgen enkele voorbeelden.

Model Suiker

Dit model is wat achterhaald, omdat het uitgaat van de toename van normaalkracht door de geometrische vervorming. Deze toename speelt echter pas bij relatief grote vervormingen een rol. Volgens de verwachtingen is de normaalkracht die vooraf al in de

zetting aanwezig is van veel groter belang. In (Peters, 2005) wordt verwacht dat de bijkomende normaalkracht tot een vervorming van 10% van de steendikte verwaarloosbaar zullen zijn. Gedurende de uitgevoerde veldproeven is nooit significant verder dan dit criterium belast. Uit de gegevensverwerking zal moeten blijken of deze aanname ook onder natuurlijke omstandigheden stand houdt.

Omdat het model van Suiker wél mooi het principe van de inklemming beschrijft is die methode hier wel verkend. Noemenswaardig is vooral de zeer korte beschrijving van het model van Suiker in Schiereck (2001).



Figuur 2-3 Inklemmingsmechanisme (Schiereck, 2001)

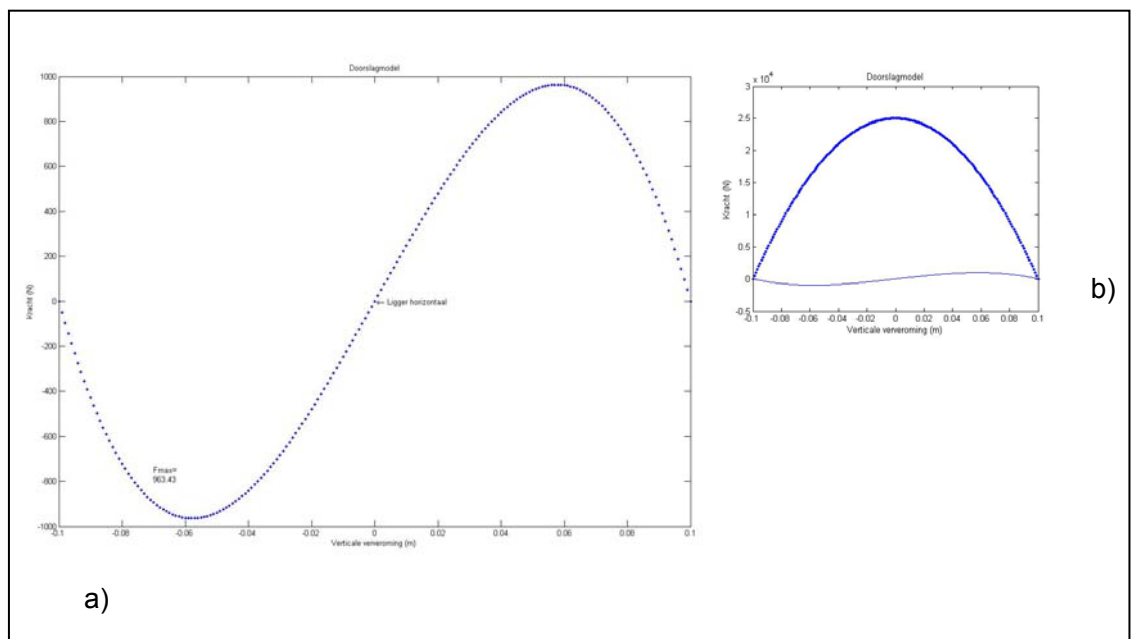
De kracht F kan worden berekend met de volgende formulering:

$$F_{\max} = \frac{16}{9} \sqrt{3} \frac{k d^3}{L^2}$$

Vergelijking 2-2 Doorslagkracht volgens Suiker

Suiker gebruikt deze modellering alleen om de principes van een geklemde steenzetting duidelijk te maken. Aan de hand van dit staafmodel kan het doorslaan van de blokken gemakkelijk worden inzichtelijk worden gemaakt.

Hieronder is het model numeriek berekend met het rekenprogramma MATLAB. Hiervoor zijn waarden genomen die bij een betonnen constructie kunnen horen met afmetingen vergelijkbaar met een steenzetting. Het model gaat uit van pendelstaven en de rek van de liggers wordt volledig in de horizontale veren verrekend.



Figuur 2-4 Analyse van Doorslagmodel

Achtergrond:

Als de naamgeving uit Figuur 2-3 wordt aangehouden:

Lengte pendelstaven	$L_0 = 4$ [m];
Young's modulus van beton	$E = 2 \times 10^7$ [kN/m ²]
Oppervlakte betondoorsnede	$A = 0,3 \times 0,3$ [m ²]
Initiële zakking ($d \neq$ steendikte)	$d = 0,1$ [m]
Zakking	$h =$ [m]
Representatieve veerstijfheid	$k = A \cdot E/L_0$ [kN/m]
Minimale lengte	$b_0 = \sqrt{L_0^2 - d^2}$
Horizontale kracht (spatkracht)	$F_h = \left(\sqrt{L_0^2 - h^2} - b_0 \right) \cdot k$ [kN]
Verticale kracht (trekkracht)	$F_v = \frac{2 \left(\sqrt{L_0^2 - h^2} - b_0 \right) \cdot k \cdot h}{\sqrt{L_0^2 - h^2}}$ [kN]

Voor de uitwerking van dit model, zie bijlage 1.

In de Figuur 2-4a kan worden gezien dat de maximale verticale kracht ongeveer op 0,4 maal de initiële hoogte wordt opgewekt. De steenzettingen zouden alleen op het eerste deel, de piek, van deze grafiek een vergelijkbaar gedrag vertonen. De drukkracht die nodig is voor evenwicht in het tweede deel van de grafiek zal nooit optreden. De zetting zal dan “doorslaan”. Bij nog verder vervormen van het model worden de pendels op trek belast en zal de kracht hoog oplopen. Ook dit is voor steenzettingen niet relevant. In Figuur 2-4b is ook de spatkracht geplot. Duidelijk is dat dit een zeer grote kracht is vergeleken met de doorslagkracht. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de normaalkracht in de zetting veel groter zal moeten zijn dan de extra treksterkte.

Tenslotte wordt hier alleen de bijkomende klemming berekend, en zijn er geen voegen in het model zijn opgenomen. In steenzettingen kan een voorspanning optreden die extra belasting mogelijk maakt, en tevens zal door de voegen de stijfheid, en daarmee de treksterkte, verminderen.

Figuur 2-3a geeft aan dat de pendelstaven vergelijkbaar zouden kunnen zijn met de drukdiagonalen die werkelijk in de stenen optreedt. De eenvoud van deze formulering is echter bedriegelijk. Van iedere parameter zullen kort wat eigenschappen worden opgesomd om de complexiteit te illustreren.

Allereerst de veerconstante, k . Deze is afhankelijk van de elasticiteitsmodulus van de blokken en die van de voegen. Tevens moet de wrijving van de blokken op de filterlaag in de veerconstante worden meegenomen. Uit het afstudeerverslag van Derksen (2004) blijkt dat de voegstijfheid een niet verwaarloosbare rol speelt in de bepaling van k . Dit is in te zien doordat de wrijving in dezelfde richting werkt als een normaalkracht in de zetting. Die wrijving neemt toe bij voortschrijdende verplaatsing en kan dus als elasticiteitsmodulus worden meegerekend.

De problemen die kwantificering van L_0 met zich meebrengt zijn even gecompliceerd. Hoeveel stenen er worden opgelicht is onder meer afhankelijk van de normaalkracht (en dus van k) de wrijving tussen blokken en het rotatievermogen van de voegen.

De arm, d , wordt vooral bepaald door de kwaliteit van de inwassing. Indien deze erg slecht is, zal er op de randen van de steen geen kracht worden overgedragen en is de effectieve hoogte van de ligger kleiner.

Zo blijkt dus dat de invulling van het liggermodel veel lastiger is dan het opstellen ervan.

Model Peters

Om inzicht te krijgen in al deze factoren is in (Peters, 2003) een bureaustudie naar de genoemde liggeranalogie gedaan. Hierin wordt een één dimensionaal model geformuleerd dat met proefnemingen in het laboratorium gekalibreerd is. In deze paragraaf wordt de methode kort uiteengezet.

De modellering is gebaseerd op de volgende onderdelen:

- Belastingen
- Liggeranalogie
- Interne krachtswerking
- Evenwichtsmodel

Belastingen

De belasting wordt vanzelfsprekend door de golfbeweging veroorzaakt. Om deze echter zodanig te beschrijven dat het binnen het liggermodel past zijn enige aanpassingen noodzakelijk.

De belastingen worden in (Peters, 2004) met een cosinusfunctie beschreven. Het betreft een schema voor de last ten gevolge van de maximale golferugloop. Door de belasting goniometrisch te beschrijven in plaats van exponentieel is deze gemakkelijker in het krachtschema van de gehele constructie in te passen.

De precieze hoogte en lengte van deze goniometrische benadering is afhankelijk van de hydraulische randvoorwaarden.

Om hiertoe te komen wordt eerst met de Wolsink formulering een exponentiële beschrijving gevolgd. Vervolgens wordt goniometrische formule zodanig opgesteld dat de piekwaarden en oppervlakte overeenkomt met de exponentiele (a.h.v. L en q_w).

$$q_w(x) = q_w \cos \frac{\pi x}{L}$$

Vergelijking 2-3 Waterdrukken volgens Peters

De precieze werkwijze staat geformuleerd in (Peters, 2004).

Liggeranalogie

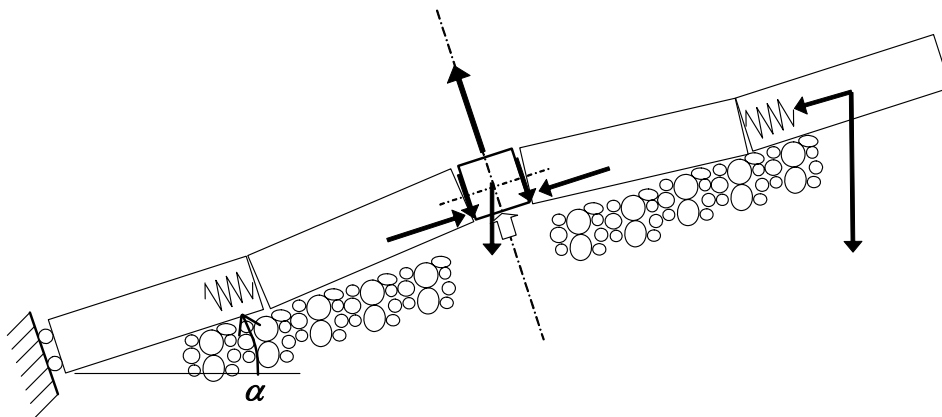
De stenen liggen in een regelmatig rooster op het talud. De open ruimte tussen de stenen is ingewassen met bijvoorbeeld granietsplit, waardoor er een samenwerkend geheel ontstaat. Door de zwaartekracht worden de stenen continu naar de teen van de constructie gedrukt. De enige mechanismen die daartegen weerstand bieden zijn de wrijving met het bed en de normaalkracht in de zetting. In §2.1.3 is reeds beschreven hoe een normaalkracht zich opbouwt onder de voortdurende golfbelasting.

De belasting wordt hoofdzakelijk door twee mechanismen opgevangen. Ten eerste is er het eigengewicht van de steenzetting. Deze heeft de grootte Δd (steengewicht onder water per m^2). Zodra het eigengewicht is overschreden wordt de liggerwerking geactiveerd. Dit mechanisme zorgt voor een interne krachtswerking die elementen aan elkaar koppelt. Hierdoor wordt van een groter oppervlak van de steenzetting het eigengewicht geactiveerd. Zo is er alsnog evenwicht mogelijk.

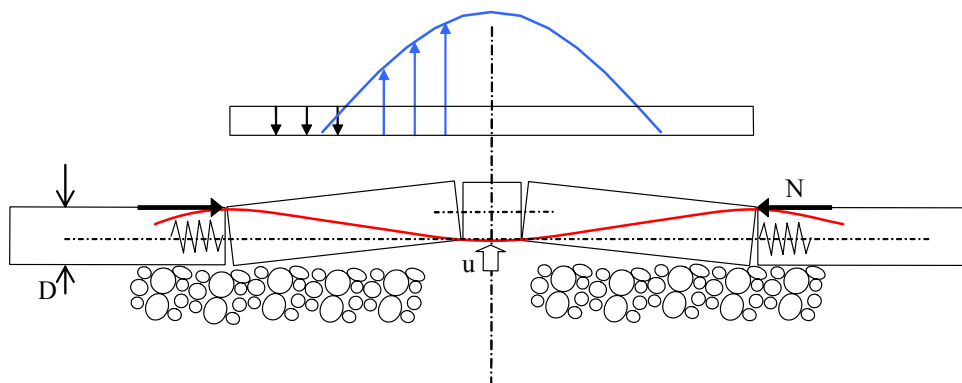
Voor de laatste krachtswerking komt een deel van de zetting los van de bedding. Het eigengewicht van dat deel maakt evenwicht met de belasting. Voor deze redenering is

steeds van een statische situatie uitgegaan. Traagheid kan ook nog een factor zijn in het evenwicht.

Voor het opnemen van een grotere kracht is een grotere vervorming nodig. De ligger heeft echter een beperkte rotatiecapaciteit (al snel gaping en uitval van de inwassing) en zodra de vervorming groter wordt dan $0,4 \cdot d$ neemt momentcapaciteit niet verder toe. De gaping veroorzaakt een niet-lineaire buigvervorming analoog aan de plastische vervorming van staal en betonliggers. Dit gedrag wordt ook bij het model van Suiker gezien.



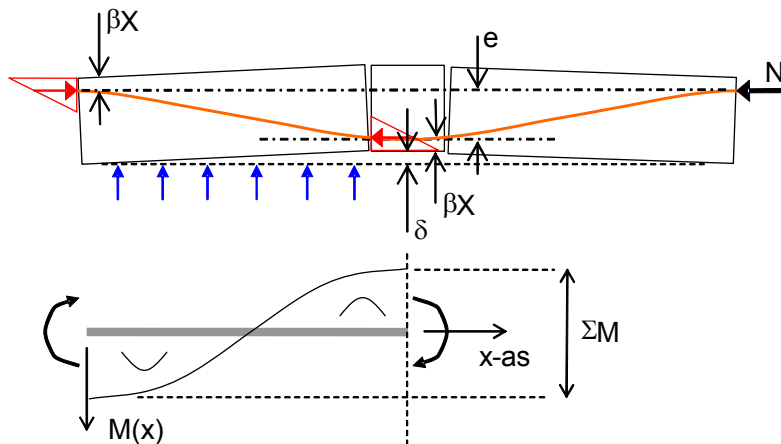
Figuur 2-5: Evenwicht van krachten in een geklemde toplaag belast met $\phi w > \Delta d$ (Peters, 2003)



Figuur 2-6: Evenwicht van krachten bij belasting van een ligger van geklemde toplaagelementen met een belastingfunctie $q(x) = q_w(x) - q_s$ (Peters, 2003)

Interne krachswerking

In het faalmodel wordt de maximaal opneembare kracht gedefinieerd. Doordat de normaalkracht excentrisch in de doorsnede ligt kan er een moment worden opgenomen. Dit moment is grofweg even groot als de normaalkracht vermenigvuldigd met de interne hefboom.



Figuur 2-7 Interne krachswerking Liggermodel. (Peters, 2003)

Het maximale moment dat de doorsnede kan opnemen is dus $N \cdot e$.

De maximale dwarskracht die de doorsnede kan opnemen is $N \cdot \mu$ (waarin μ de wrijvingscoëfficiënt in de voegen is).

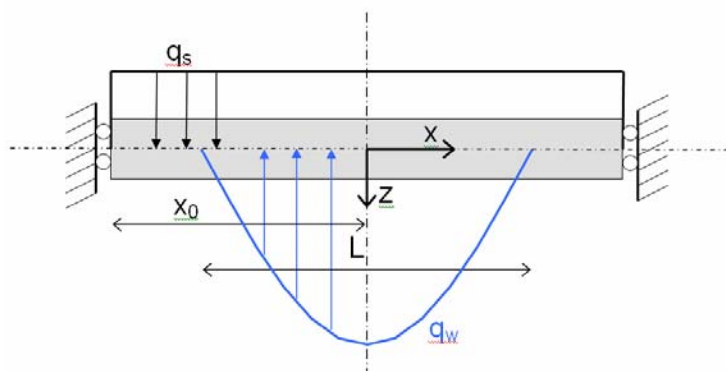
Met de bovenstaande figuur is ook uit te leggen dat de klemming kleiner wordt bij een slechtere inwassing. Door de uitgesleten voegen is de momentenarm (e) kleiner. De ligger is effectief zo hoog als de voeg gevuld is.

Evenwichtsmodel

In het evenwichtsmodel worden de belasting- en responsmodellen aan elkaar gekoppeld. De interactie ligt vast in de volgende regels: Het belastingsmodel moet dezelfde momenten en dwarskrachten opleveren als de werkelijke belasting. (d.m.v. aanpassing L en q_w). Tevens moeten de posities van de maximale momenten overeenkomen.

Van de halve cosinus last wordt nagelopen hoe dit gebeurt. Er is ook een “anderhalve” sinusgolf gebruikt voor de modellen. Het blijkt dat deze geen grote verschillen geven; behalve in de momenten bij een q_w/q_s ratio groter dan 3 (Peters, 2004).

In de onderstaande figuur geeft Peters de belastingen en maten van het model weer:



Figuur 2-8 Evenwicht tussen steengewicht en geschematiseerde belasting. (Peters, 2004)

Waarin:

X_0	=	Dwarskrachten nulpunt – einde losgekomen deel [m]
L	=	Belastingslengte afkomstig uit belastingsmodel [m]
q_s	=	Eigengewicht [kN/m]
q_w	=	Waterdruk [kN/m]

Via evenwichtsrelaties moet de belasting worden omgerekend naar spanningen. Hiervoor is een bekende serie van integralen gebruikt (uitgaande van een vrij opgelegde ligger op twee steunpunten):

$$\begin{aligned} q(x) &= EI \frac{d^4 w}{dx^4} \\ V(x) &= -EI \frac{d^3 w}{dx^3} = -\int q(x) dx \\ M(x) &= EI \frac{d^2 w}{dx^2} = \int V(x) dx \end{aligned}$$

Deze serie kan voortgezet worden zodat ook de vervormingen en verplaatsingen bekend zouden zijn, echter daarvoor zijn de constitutieve relaties noodzakelijk. Deze moeten o.a. met de veldproeven worden vastgesteld.

$$\begin{aligned} Q &= q_w \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) + q_s \\ V &= -\frac{q_w \cdot L \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)}{\pi} - q_s \cdot x \\ M &= \frac{q_w \cdot L^2 \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)}{\pi^2} - \frac{1}{2} \cdot q_s \cdot x^2 \end{aligned}$$

Vergelijking 2-4 Integraalreeks bij Model Peters

Resultaten laboratoriumproeven

In 2004 zijn laboratoriumproeven uitgevoerd om het beschreven model te toetsen. In het lab is een sinus-vormig verdeelde last aangebracht over enkele rijen stenen (orde grootte 6 rijen). Hiermee wordt de golfast gesimuleerd. Door nu de kracht – vervormingeigenschappen van de steenzettingen te registreren is later de normaalkracht en de momentcapaciteit van de zetting te bepalen.

Uit de labproevenserie is gebleken dat de modellering een te grote momentcapaciteit voorspelt. Verschillende invloedsfactoren zorgen ervoor dat de resultante van de normaalkracht dichterbij de normaallijn ligt dan in het model wordt beschreven.

De grootste verschillen worden veroorzaakt door de aangenomen voegsterkte en het ontbreken van voegmateriaal. Door het ontbrekend inwasmateriaal zal het rotatiepunt dichterbij de normaallijn van de stenen komen te liggen, wat de excentriciteit vermindert. De voegsterkte wordt bepaald door het aantal contactpunten en de druksterkte van de korrels. Deze factoren zijn per situatie anders.

Ook zijn er geometrische verklaringen voor de kleinere capaciteit. Deze zijn grotendeels verklaard door Derkzen (2004).

In Peters (2004) wordt een momentreductiefactor voor de capaciteit van 0,64 tot 0,72 voor verschillende voorspanniveaus voorgesteld. Om dit te valideren zijn veldproeven noodzakelijk.

2.2 Onderzoekshistorie

Van oudsher zijn steenzettingen gebruikt om dijken te bekleden. Hierbij werd ervaringsgericht gebouwd. Nieuwe steenzettingen werden op oude gebaseerd en beschadigde zettingen werden met zwaardere stenen gerepareerd. Deze aanpak geeft weinig inzicht in de sterkte – belastingsverhouding en is niet in een probabilistisch ontwerp of beheer model op te nemen. Om de kennis op peil te brengen is in 1980 een programma gestart waar een mechanische beschrijving uit voort moest vloeien.

2.2.1 Onderzoekslijnen – tot 2003

In 1981 is een grootschalig wetenschappelijk onderzoeksprogramma gestart om inzicht te krijgen in het gedrag van steenzettingen. Het Waterloopkundig Laboratorium | WL en Grondmechanica Delft hebben proeven gedaan in opdracht van de Technische adviescommissie waterkeringen (TAW).

De proeven hebben tot eind jaren tachtig geduurd. De resultaten zijn o.a. gepresenteerd door Bezuijen (1990). Deze publicatie is gericht op de resultaten van de proeven. Wolsink en Banach hebben in die tijd de modellen voor de golf- en filterdruk opgesteld die nog altijd in gebruik zijn.

De ontwerpende beroepspraktijk had echter behoefte aan een praktische handleiding voor de dimensionering van steenzettingen. In 1992 werd een CUR-TAW uitgave gepubliceerd die praktijkgerichte ontwerp methodes voor steenzettingen aanreikte: het Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen, CUR155 (Klein Breteler, 1992). Dit rapport zou meer dan tien jaar toonaangevend zijn voor dimensionering van steenzettingen. De methodiek die in CUR155 wordt gehanteerd is in een computerprogramma met de naam ANAMOS geautomatiseerd.

In de periode na het uitkomen van CUR155 tot het jaar 2000 zijn duizenden trekproeven gedaan aan steenzettingen op dijken. Met het trekkrachtonderzoek op de steenzettingen wordt gezocht naar een rekenmethode die bij ontwerp en toetsing de inklemming van stenen in een zetting verdisconteert. Sinds CUR155 is rekening gehouden met het gebruik van een dergelijke klemfactor om deze functie te gaan vervullen.

De klemfactor kan als een vermenigvuldigingsfactor op het onderwatergewicht van de stenen worden beschouwd. Deze kan direct in ANAMOS worden verwerkt, mits aan een aantal eisen is voldaan.

Allereerst moet het maatgevende bezwijkmechanisme het zuigermechanisme zijn. Tevens mag er geen grote geometrische vervorming optreden, om tweede orde mechanismen uit te sluiten, en mag de inwassing niet uitspoelen door de golfwerking. Deze eisen komen voort uit het feit dat ANAMOS niet het werkelijke gedrag van de zetting modelleert, maar feitelijk bestaat uit een set rekenschema's.

De analyse van de vele trekproeven uit de jaren 1992 tot 2000 en een voorstel voor de klemfactoren wordt gedaan in (Coeveld en Klein Breteler, 2003). In dat werk worden de

proefseries systematisch tot klemfactoren omgerekend. Uitgaande van een faalkans van 1:1000 en een onderverdeling van de stenen in hoogte t.o.v de waterlijn worden de berekeningen uitgevoerd.

Voor de toepassing van die factoren is het echter nog te vroeg. Er zijn weliswaar veel proeven gedaan, maar door het grote aantal variabelen is de dataset nog altijd te klein voor betrouwbare conclusies. Een aantal van die variabelen is opzettelijk uit de analyse gelaten, een ander aantal is niet geregistreerd. Daarnaast zijn er uitkomsten die op basis van redenering worden verworpen.

Bovengenoemde tekortkomingen zijn opgepakt in het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen (OKS), uitgevoerd door Rijkswaterstaat. Hierin wordt t.a.v. klemming een methode gezocht die het gedrag van de steenzetting op mechanische basis beschrijft.

Projectbureau Zeeweringen²

Het Projectbureau Zeeweringen (Rijkswaterstaat Zeeland) is werkt aan de verbetering van steenbekledingen langs de Noordzee, de Westerschelde en het Oosterscheldebekken. Hierbij worden problemen aangepakt die in Zeeland worden vastgesteld, maar ook landelijke problemen worden meegenomen.

De steenbekledingen worden getoetst conform de Leidraad Toetsen op Veiligheid. Deze toetsing leidt tot een beoordeling die “goed”, “onvoldoende” of “twijfelachtig” kan zijn. In de eerste twee gevallen kan de zetting respectievelijk worden behouden of verbeterd. De derde score leidt echter niet direct tot actie. Vaak wordt deze score veroorzaakt door onvoldoende gegevens over de veldsituatie of door een kennisleemte. Het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) verwijst veelal naar “specialisten”, die een geavanceerde toetsing kunnen uitvoeren. Maar ook daar is (geaccepteerde) kennis vaak niet voorhanden. Er kan dan besloten worden de dijkvakken simpelweg te verbeteren of deze werkzaamheden uit te stellen totdat de kennisleemte is ingevuld.

Bij de start van het Projectbureau Zeeweringen (1996) is begonnen met het verbeteren van de meest urgente dijkvakken. In de tussentijd kon onderzoek opgestart worden om kennisleemtes op te lossen. Tegen de tijd dat de dijkvakken met de score “twijfelachtig” aan de beurt waren, zouden de kennisleemtes zijn opgelost. De praktijk verliep anders. Het op te starten onderzoek verliep minder snel dan verwacht of had alleen tot doel een op een bepaald dijkvak aangetroffen probleem op te lossen. De meest urgente dijkvakken zijn gedurende de eerste jaren na de start van het Projectbureau Zeeweringen voor een groot deel reeds verbeterd, zodat nu steeds meer dijkvakken resteren waarvan de steenbekleding “twijfelachtig” scoort.

De behoefte aan “inzicht in het omgaan met kennisleemtes” heeft geleid tot het project “Kennisleemtes versus uitvoering” in 2002, uitgevoerd door Royal Haskoning in opdracht van de DWW. In dit project is op basis van de omvang van het probleemgebied (het aantal m² steenbekleding met de score “twijfelachtig”), met inbreng van diverse experts een kosten/baten analyse uitgevoerd, waarin de kosten voor onderzoek t.b.v. het oplossen van kennisleemtes (orde grootte een paar miljoen euro) is afgezet tegen kosten voor verbeteren van de betreffende dijkvakken (meer dan honderd miljoen euro). De conclusie van de deelnemers was unaniem: “Onderzoek loont altijd”.

² Met dank aan mw ir. S. Nurmohamed, projectleider vanuit DWW.

Met bovenstaand resultaat is een nieuwe impuls gegeven aan onderzoek t.b.v. het oplossen van kennisleemtes. Voortbordurend op de resultaten en conclusies uit het project “Kennisleemtes versus uitvoering” is onder begeleiding van de DWW (2002/2003) een onderzoeksplan gemaakt door Fugro (Onderzoeksplan betreffende het oplossen van de witte vlekken voor het toetsen van steenbekledingen). Verschillende deskundigen hebben meegewerkt aan het tot stand komen van dit onderzoeksplan. Het onderzoeksplan vormt de basis voor het project “Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen” en geeft een integrale aanpak aan voor de onderzoeken die moeten worden uitgevoerd om te komen tot het oplossen van de kennisleemtes die bij het toetsen van steenbekledingen een rol spelen.

Het doel van het project “Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen” zoals beschreven in voorliggend projectplan is het aanscherpen van toetsregels die in de huidige toetspraktijk tot de score “twijfelachtig” leiden. Dit doel wordt bereikt door het oplossen van de kennisleemtes.

2.2.2 Onderzoeklijnen – na 2003

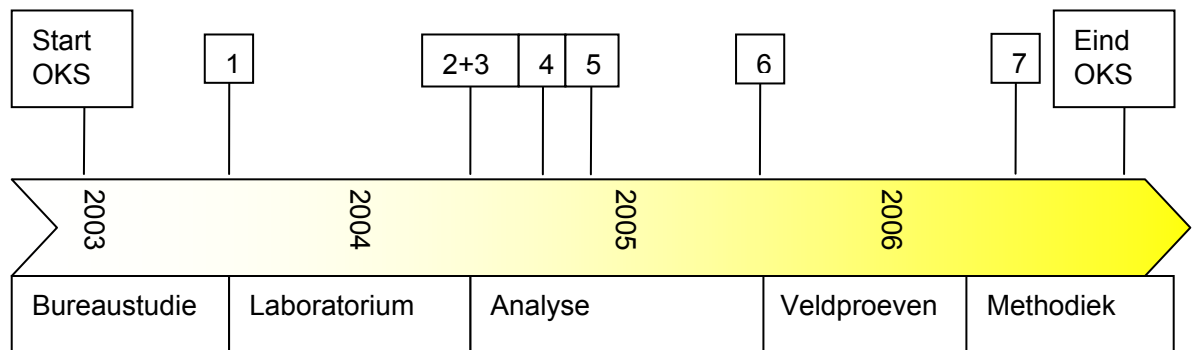
Zodoende is het werk aan de dijken in Zeeland gecombineerd met hernieuwd wetenschappelijk onderzoek naar steenbekledingen. Binnen het OKS wordt de krachtwerking van de steenzettingen onder meer met onderzoeksspoor A.2.6 onderzocht. Specifiek de boogwerking ten gevolge van de klemming was een onbeschreven mechanisme.

Hier wordt volstaan met de mededeling dat de klemming wordt veroorzaakt door de helling van de zetting en de invloed van de zwaartekracht op de zetelementen. De klemming veroorzaakt een wrijving langs de randen van de steen (zuigerprincipe) en een geometrische opsluiting die boogwerking kan veroorzaken. De geometrische opsluiting verhindert het zuigerprincipe en zal bij een verplaatsing een grotere normaalkracht veroorzaken. In de onderzoeksbeschrijving zal nog wat uitgebreider worden stilgestaan bij de klemmingsmechanismes.

Aan de hand van de onderzoeksresultaten van het OKS wordt ook aan nieuwe ontwerpsoftware gewerkt die ANAMOS moet vervangen. Dit programma heet ZSteen en wordt door Delft Geosystems beheerd. Momenteel is dit programma nog niet beschikbaar voor algemeen gebruik.

2.2.3 Huidige stand

Sinds de oprichting van het OKS in 2003 zijn er binnen dat kader verschillende onderzoeken gedaan naar de klemkracht in steenzettingen. Peters heeft hier veel werk met een aantal studies verricht. Ook hebben twee afstudeerders van de Technische Universiteit Delft onderzoek aan de klemkracht in steenzettingen verricht. In de tijdslijn hieronder is deze onderzoekslijn die de liggerwerking van de steenzetting bestudeert weergegeven.



1. Peters (2003), "Gezette steenbekledingen onder golfaanval, Mechanicastudie liggerwerking"
2. Schoen, S (2004a), "Liggerwerkingsonderzoek van steenzetting op wrijvingsloze bedding", afstudeerverslag TU Delft
3. Schoen, S (2004b), "Wrijvingsproeven van steenzetting op filter", afstudeerverslag TU Delft
4. Derksen, B (2004), "Constructief ontwerp van steenzettingen voor dijkbekleding, Numeriek onderzoek naar liggerwerking van de toplaag", afstudeerverslag TUDelft
5. Peters, DJ (2004), "Laboratorium onderzoek betreffende klemming van gezette steenbekledingen, Onderdeel van 7.3.2. van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen"
6. Peters, DJ (2005), "Werkplan proefnemingen op geklemde steenzettingen op dijken in Zeeland, Onderdeel van 7.3 van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen"
7. Dit rapport.

De boogwerking ten gevolge van de klemkracht is nu op papier en in het laboratorium beproefd. Peters is in 2003 gestart met een bureaustudie naar de mechanische werking van de geklemde steenzetting. Hierna is deze beschouwing getoetst in het laboratorium, waaruit een aantal aandachtspunten (o.a. de voegstijfheden) en correctie factoren volgden. Met o.a. deze rapportage is de uitvoering van veldproeven afgerond.

3 ONDERZOEKSBESCHRIJVING

Het huidige onderzoek richt zich op een onderdeel van de sterkte van de zetting. Om precies te zijn wordt gezocht naar de klemmingsmechanica in de zetting. In dit hoofdstuk wordt de onderzoeksmethodiek behandeld. Hierin wordt aandacht besteed aan de te meten grootheden, de locaties, de predicties en de modellen die van toepassing zijn. Vooral de modelvorming is een belangrijk onderdeel van dit hoofdstuk.

3.1 Doelstellingen

Zoals in de inleiding vermeld is de onderzoeksvraag van dit rapport enigszins afwijkend van die van de gehele onderzoekslijn.

De hoofdvraag die met de genoemde veldproeven moet worden beantwoord is in een vroeg stadium als volgt geformuleerd:

“Wat is de momentcapaciteit van steenzettingen ten gevolge van de normaalkracht in het vlak van de zetting door inklemming in veldsituaties?”

Voor de veldproeven zijn in het werkplan van Peters een aantal subdoelen geformuleerd. Meestal zijn dit deelvragen die uit de laboratoriumproeven zijn voortgekomen.

1. Hoe groot is de aanwezige normaalkracht? Vast te stellen uit back-analysis van de trekproeven en uit de aanvangskracht bij de schuifproef.
2. Wat is de voegstijfheid? Vast te stellen op basis van beide proeven.
3. Wordt extra normaalkracht opgewekt bij verplaatsing? Vast te stellen met de schuifproef.
4. Wat is de pakkingsrek? Vast te stellen met de verplaatsingsmetingen van de schuifproef.
5. Is de verplaatsing en opbouw van de normaalkracht gedurende de trekproeven omkeerbaar? Hiervoor worden de dynamische trekproeven gedaan.
6. Is er een elastische limiet waarboven de toplaag echt over de bedding schuift en niet meer terug komt?
7. Hoeveel verplaatsing gaat bij de schuifproeven ‘naar beneden’ en hoeveel ‘naar boven’?

Verder moeten de volgende gegevens worden vastgesteld:

- Soortelijk gewicht van losse steen (meten)
- Beton sterkteklasse
- Wrijvingsfactor steen op steen, verweerd en schoon
- Type en korrel D₁₅ voegmateriaal
- Type, korrel D₁₅ en dikte filtermateriaal

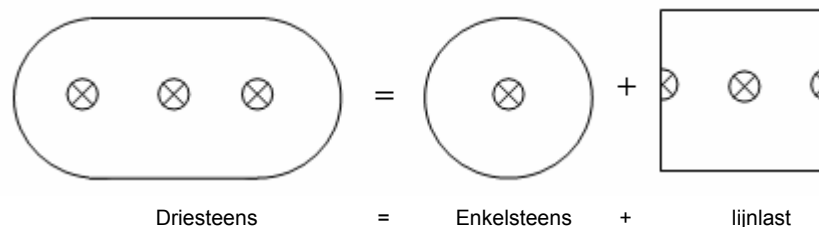
3.2 Meetplan

Tijdens de natuurlijke belasting worden stenen belast uit hun vlak. Hierbij zullen deze loskomen van de ondergrond. De verwachting is dat de omliggende stenen ook zullen verplaatsen. Dit gedrag wordt veroorzaakt door de inklemming van de stenen in de zetting.

Om dit gedrag in het veld aan te tonen zijn twee proefprincipes bedacht. Samen moeten deze proeven tot een beoordeling van de zettingseigenschappen leiden.

Allereerst zijn er trekproeven voorgesteld. Deze proeven belasten de stenen in de z-richting, net als de natuurlijke golflast zou doen. De golven zijn echter als een oneindig lange lijnlast te beschouwen, terwijl bij de proeven maximaal drie stenen op rij worden belast. Door proeven te doen op enkele stenen en drie stenen op een rij, wordt geprobeerd een oneindige belasting te benaderen. De enkelsteens proeven en de randstenen van de driesteens proeven zouden vergelijkbaar gedrag moeten vertonen. De middelste steen zou dan een vervormingsveld moeten opleveren equivalent aan een lijnlast. De rechthoek loopt links en rechts oneindig door, zonder dat dit invloed heeft op de verplaatsingen in het getekende deel.

Kortom, de enkelsteens proeven kunnen als basis dienen om de randstoring uit de driesteens proeven te filteren en zodoende een oneindig lange lijnlast te simuleren.



Figuur 3-1 Achtergrond vijzelopstelling

Tijdens de proef wordt de verplaatsing van stenen op de zetting gemeten. Er is dus een constructie nodig die een belasting kan aanbrengen op maximaal drie stenen en die in een bepaald gebied een aantal verplaatsingen kan meten. De driesteensproeven worden verplaatsingsgestuurd uitgevoerd. Dat betekent dat de verplaatsingen van de drie getrokken stenen gelijk worden gehouden.

Naast de trekproeven worden er ook schuifproeven uitgevoerd. Die proeven moeten de stijfheid van de zetting in de y-richting bepalen (van teen tot kruin) en iets zeggen over de spreidingshoek van de belasting, de pakking en de wrijving met de ondergrond. Bij deze proef worden vijzels in een sleuf in de zetting geplaatst. Deze vijzels drukken de zetting tegen het talud op. In het veld boven de vijzels wordt de vervorming van de zetting geregistreerd.

Uiteindelijk zullen beide proeven gecombineerd moeten worden om alle doelstellingen te bereiken.

3.3 Proefbeschrijving

3.3.1 Proeflocaties

Voor de proeven zijn geschikte locaties gezocht in Zeeland. De criteria hiervoor zijn opgesteld in het werkplan vastgelegd (Peters, 2005) en zijn als volgt samen te vatten:

De proeflocatie moet:

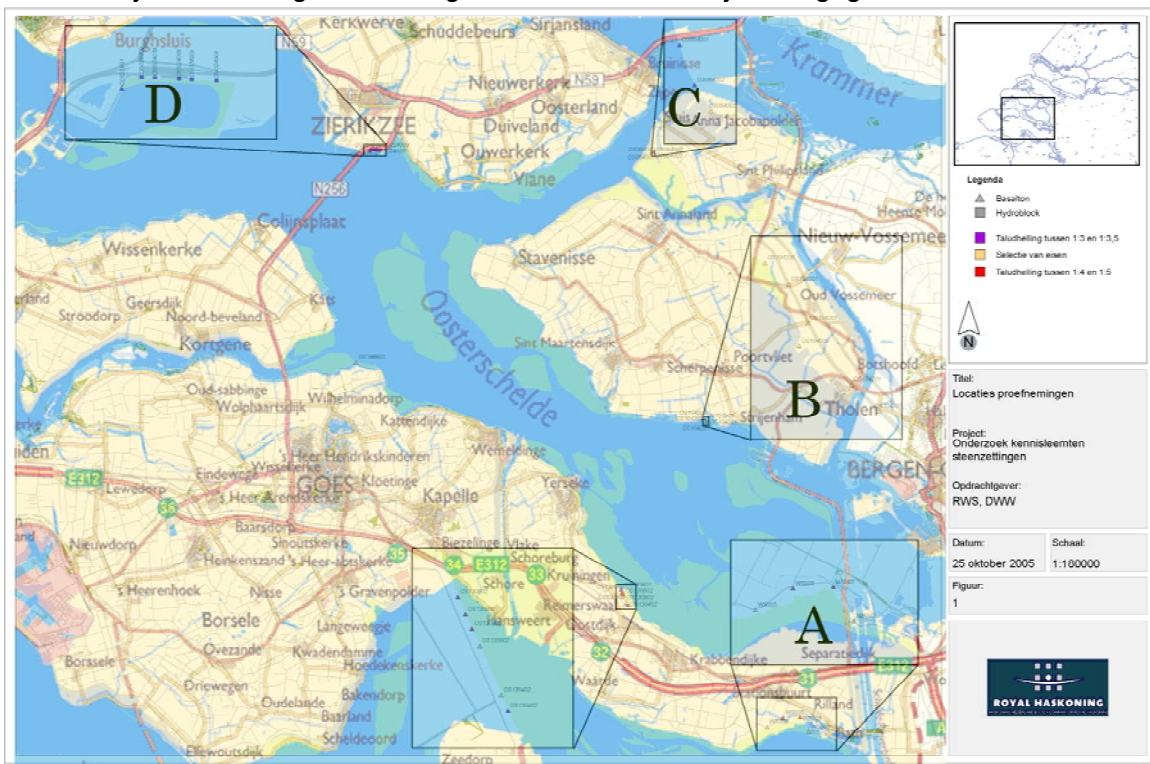
- een buitentalud zijn dat op golfaanval wordt belast.
- een zetting zijn die minimaal 10 meter onder water staan bij hoogwater bij springtij.
- relatief steil zijn. Wel moeten alle hellingen bij benadering gelijk zijn.

- lang genoeg zijn om ook proeven boven de getijdezone te doen.
- minimaal 5 jaar oud zijn en een storm van betekenis hebben doorstaan. De belastingshistorie en de verwerking van de steen moet vergelijkbaar zijn aan die van de gemiddelde zetting.
- niet al bij voorbaat bekend staan als slecht geklemde zetting

In de onderstaande tabel worden de geselecteerde locaties en de specificaties aangeduid.

Codering	Nabij	Gv code	Getij station	Opm.
A	Bath dijkpaal 44-45	WS005	Bath	Hydroblock
B	Poortvliet - Strijenham dijkpaal 1045	OS104201	Bergse Diepsluis West	Basalton
C	De Sluis, st. Philipsland dijkpaal 641	OS064003	Krammersluizen west	Basalton
D	Zierikzee	OS024009	Stavenisse	Reserve Hydroblock

Om de locaties inzichtelijk te maken is een figuur opgenomen waarin de GIS gegevens van de Royal Haskoning en een wegenatlas over elkaar zijn weergegeven.



Figuur 3-2 Voorstel meetlocaties in atlas en GIS

Bron: <http://www.euregioscheldemond.org/img/euregio.gif> en Royal Haskoning GIS

De specificaties van de steenzetting zoals opgegeven door het Waterschap Zeeuwse Eilanden (WZE) van de dijken op de betreffende locaties zijn als volgt:

Locatie A – Bath

van [dp]	tot [dp]	bovengrens [m +NAP]	talud [cot α]	toplaag	minimale steendikte [m]	maximale steendikte [m]	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- Strijenham

Gvcode	ondergrens [NAPm]	bovengrens [m +NAP]	talud [cot α]	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, st. Philipsland

Gvcode	ondergrens [NAPm]	bovengrens [m +NAP]	talud [cot α]	toplaag	minimale steendikte [m]	maximale steendikte [m]	jaar van aanleg
OS064003	0,02	3,09	3,06	Basalton met ecolaag	20	20	1997

Tijdens de proeven is gebleken dat de stenen in Poortvliet en Sluis beiden 25 cm dik 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.

Ook zijn in Bath twee soorten stenen toegepast. Hoog op het talud zijn deze 38,5 cm hoog en laag zijn deze 34,5 cm. Sommige proeven zijn op de scheidingslijn uitgevoerd.

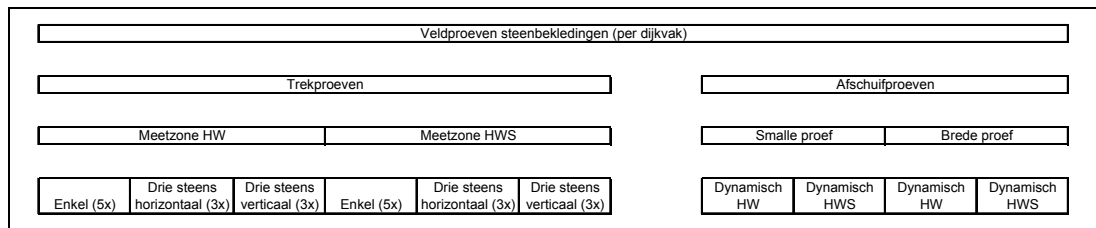
Gegevens	Figuur
<p>A Bath</p> <p>Hydroblocks</p> <p>34,5 cm dik met ecolaag (Laag)</p> <p>38,5 cm dik met ecolaag (Hoog)</p> <p>Zetting is begroeid met algen</p> <p>De scheidingslijn tussen de twee steentypen ligt precies op de algengoeilijn.</p> <p>Inzet: Detail zetting in Bath</p>	

Gegevens	Figuur
<p>B Poortvliet - Strijenham Basalton 25 cm dik Zetting is begroeid met een dikke laag wier.</p> <p>Inzet: Detail zetting in Poortvliet</p>	
<p>C De Sluis – st Philipsland Basalton 25 cm met ecolaag De zetting is niet begroeid Deels een doorlopende overlaging Er ligt inwasmateriaal aan de teen.</p> <p>Inzet: Detail zetting in Sluis</p>	

Tabel 3-1 Foto-overzicht proeflocaties

3.3.2 Proefprogramma

Per locatie worden een aantal proeven gedaan. Allereerst zijn deze te onderscheiden in trek- en schuifproeven. De schuifproeven worden in twee hoofdcategorieën opgedeeld, te weten breed en smal. Met iedere breedte worden twee dynamische proeven gedaan. De trekproeven bestaan in principe per locatie uit 22 verschillende proeven, verdeeld over de hoogwaterlijn en de hoogwaterlijn bij springtij en een aantal steenconfiguraties. In Sluis is daar van afgeweken omdat de zetting te kort en smal was voor een volledige proevenserie.



Figuur 3-3 Proefprogramma

Trekproeven

Er worden drie soorten trekproeven uitgevoerd (in zettinscoördinaten):

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

De enkelsteens proeven worden twee keer cyclisch uitgevoerd (tot 30% en 65% van het afbreekcriterium) en drie keer enkelvoudig.

Het is de bedoeling om de stenen synchroon, vervormingsgestuurd te belasten en zo een simulatie te doen van een 2 dimensionale belasting.

Per proeflocatie wordt eerst een “los-blok” proef gedaan; tot ca. 5 x het blokgewicht. Als het blok blijft zitten is de locatie goedgekeurd als potentieel sterk genoeg.

Bij de uiteindelijke proeven zullen de stenen verder worden belast. Afbreekcriterium is dan het bereiken van de krachten uit de onderstaande tabel of een verticale verplaatsing van $0,15 \cdot d$.

Maximaal verwachte kracht per trekpunt uitgaande van een invloedsgebied van $5 \cdot D$ vanuit het trekpunt:

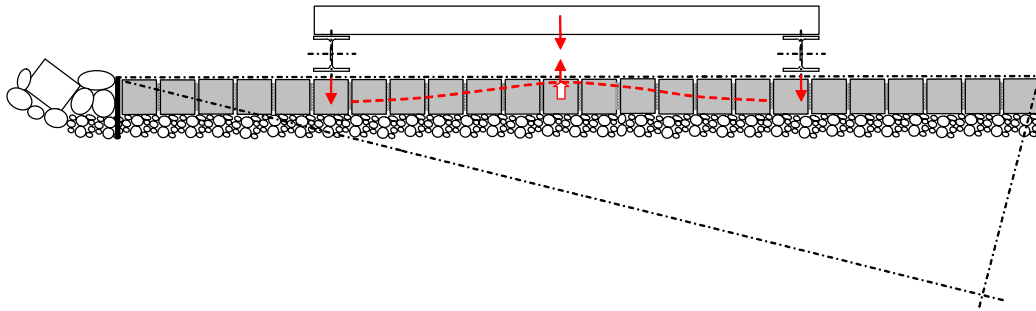
d Dikte [m]	D Diameter [m]	5D [m]	A Oppervlakte [m ²]	e.g. * [kg]	F Trekkracht [kN]	L Balklengte [m]	M Balkmoment [kNm]
0,25	0,30	1,5	7,1	618	44	3,00	33
0,30	0,35	1,75	9,6	741	52	3,50	46
0,35	0,43	2,125	14,2	865	61	4,25	65
0,40	0,53	2,625	21,6	988	70	5,25	92

*) uitgaande van 2600 kg/m^3 en 5% open ruimte

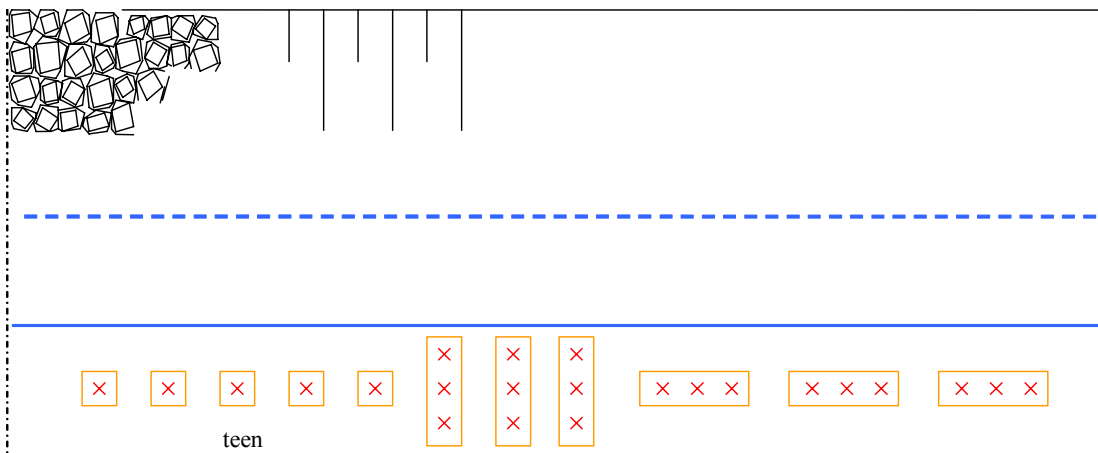
Op de in de navolgende figuren aangegeven punten wordt de z-verplaatsing gemeten. Op de een ring op 75 cm uit het trekpunt wordt tevens de x- en y-verplaatsing gemeten.

De meetnauwkeurigheid is +/- 0,1 mm. Afhankelijk van latere filtering is een grotere nauwkeurigheid mogelijk. Deze nauwkeurigheid is niet benoemd en alleen gebruikt bij de xy-metingen.

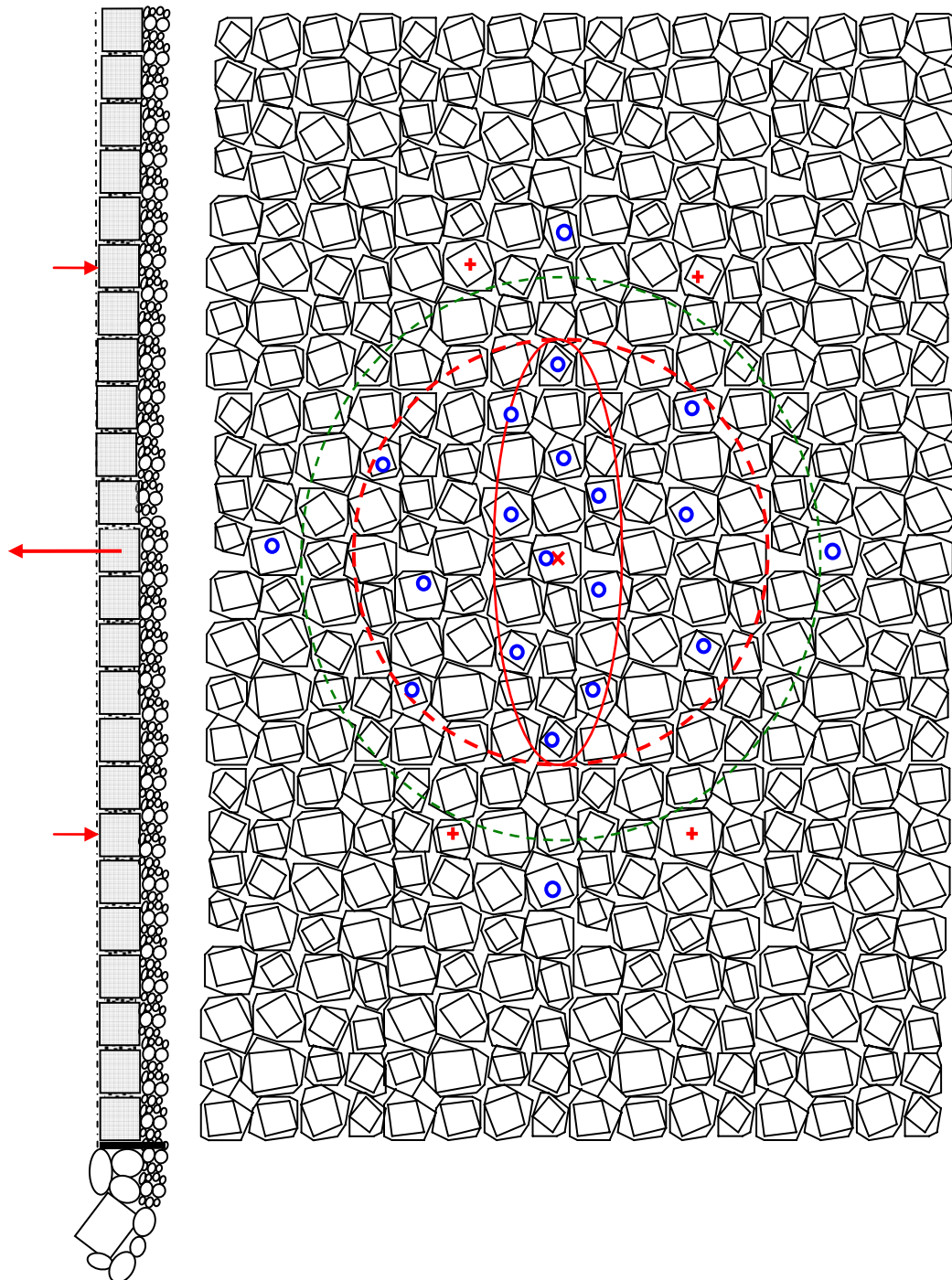
Het meten geschiedt met LT's gemonteerd op een frame dat geheel los staat van de trekbalken. Het aluminium frame en de trekbalk zijn binnen het invloedsgebied niet afgesteund op de toplaag.



Figuur 3-4 Zetting (horizontaal gedraaid) met treksteen en reactiekrachten meetframe. Principe: verplaatsingssensoren en kar niet getekend. (Peters, 2005)

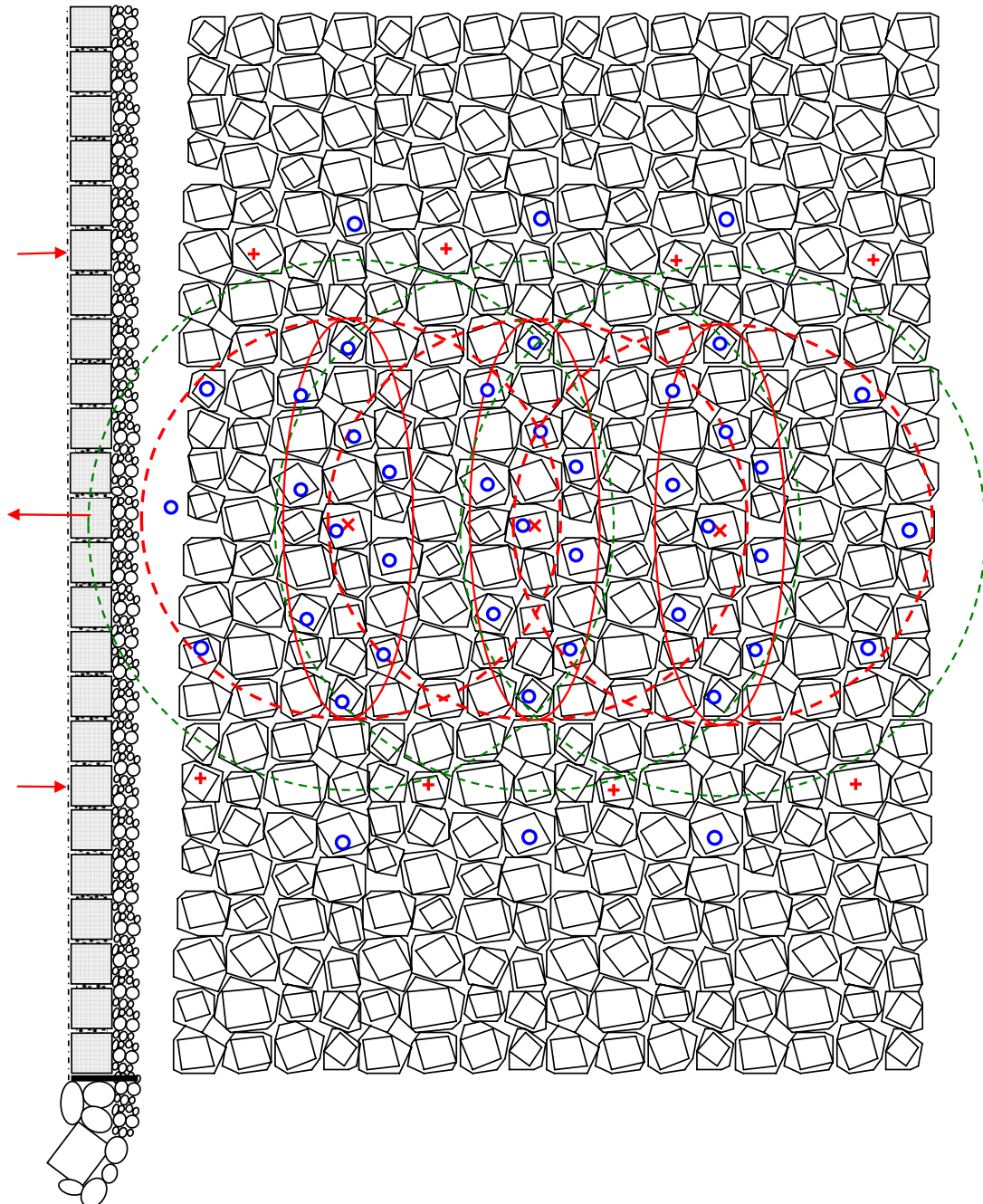


Figuur 3-5 Bovenaanzicht dijktalud met aantal trekproeven per meetzone. (Peters, 2005)



Figuur 3-6 Meet punten trekproef als cirkeltje, krachtoverdracht op kruisjes. Enkele trekproef. (Peters, 2005)

NB in de tekeningen is de Basalton schetsmatig afgebeeld. In de praktijk is het patroon grilliger.

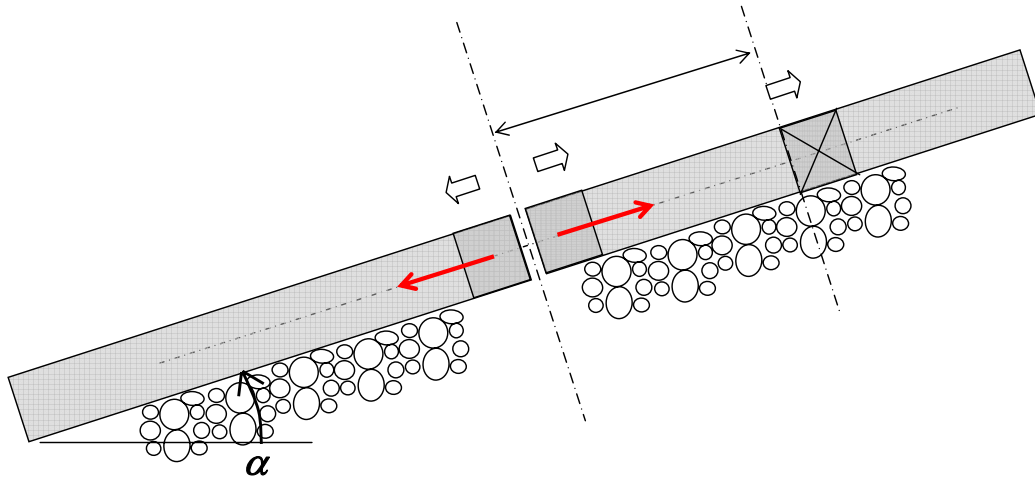


Figuur 3-7 Meet punten trekproef als cirkeltje, krachtoverdracht op kruisjes. Drievoudige trekproef. (Peters, 2005)

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 wordt gedaan door een sleuf te maken in de zetting en met vijzels de blokken tegen de zetting omhoog te drukken. Een sleufloze, niet destructieve, variant zou teveel excentriciteit in de belasting introduceren. Om de kracht in de kern van de steenzetting te kunnen aanbrengen is de sleuf noodzakelijk. De sleuven zullen volledig worden hersteld.

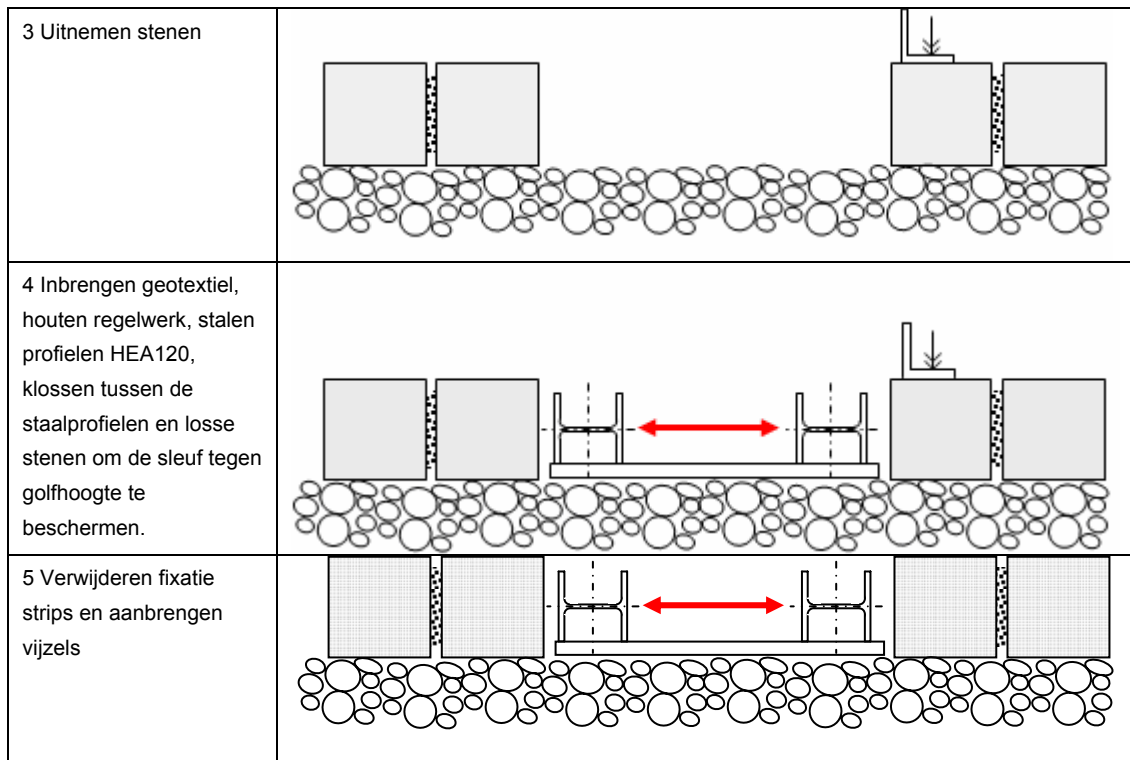


Figuur 3-8 Principe schuifproef. Rood zijn de krachten die met vijzels op de zetting moeten worden overgebracht. Uit Peters (2005)

Voordat de sleuven worden gemaakt worden de stenen die aan de bovenrand komen te staan met een stalen hoekprofiel en slijptankers gefixeerd aan de nevenstaande stenen (stap 2). Dit is om de voorkomen dat de stenen in de sleuf zakken. Dan worden de stenen uitgenomen en staalprofielen HEA120 in de sleuf gelegd, tegen de drukranden aan (stap 3 en 4). Hiertussen kan met houten balkjes en wiggen in de belastingsrichting het gat worden gefixeerd. Tijdens de proef wordt het stalen hoekprofiel verwijderd en wordt de houten uitvulling met de vijzels vervangen (stap 5).

Het aanbrengen van de vijzelconstructie is hieronder schematisch weergegeven voor de Hydroblocks.

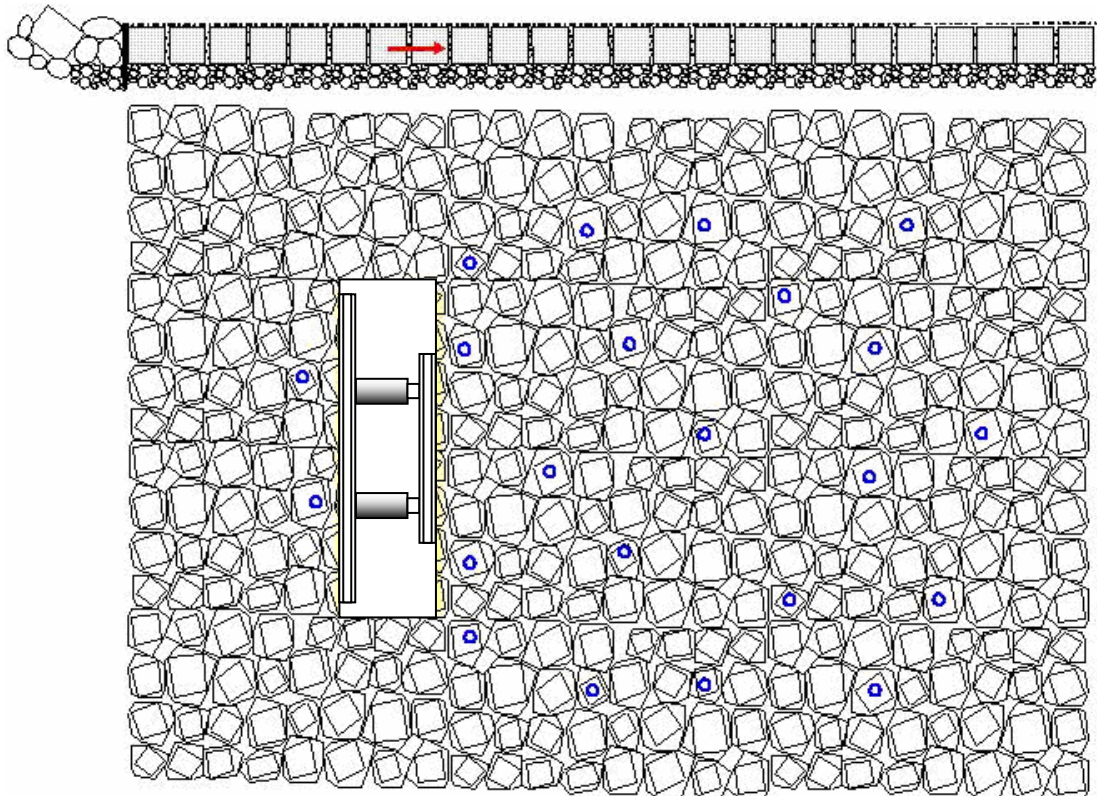
1 Zetting	
2 Fixeren bovenrij	



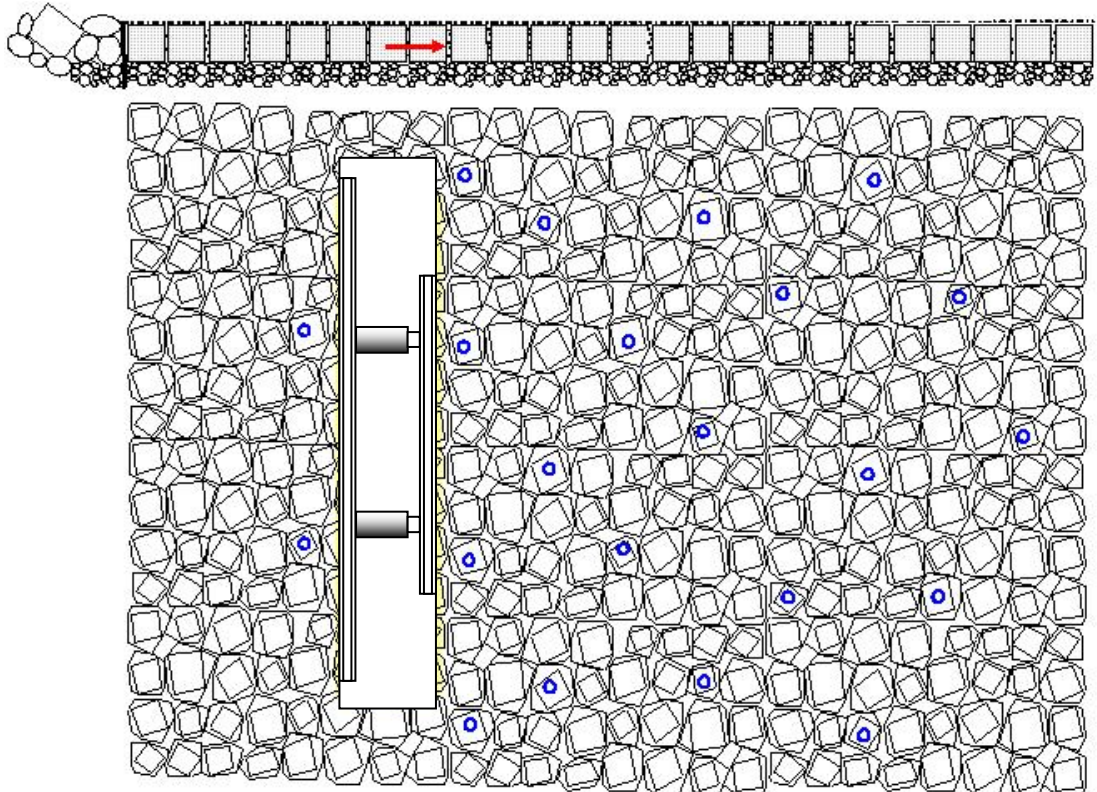
Figuur 3-9 Stappenplan bij voorbereiding schuifproeven Hydroblocks. Naar Peters (2005)

Omdat de Hydroblocks uniform zijn kan daar een eenvoudiger oplossing worden toegepast dan bij de Basalton zettingen. Voor de Basalton zetting is een betonnen verdeelblok nodig dat de krachten van het staalframe op de zettingselementen overbrengt. Dit blok wordt in het werk gestort en zal de krachten dus altijd goed verdeeld overbrengen.

Op de volgende pagina's worden twee principeschetsen van de meetopstelling getoond. 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 3-10 Bovenaanzicht schuifproef van 1 meter breed profiel aan de meetzijde, twee meter breed contraprofiel. Meetpunten in x en y richting met cirkeltjes aangegeven. Naar (Peters, 2005)



Figuur 3-11 Schuifproef 2 meter breed aan de meetzijde met een 3 meter breed contraprofiel. Naar (Peters, 2005)

De krachtsconstructie is aan de onderzijde breder dan aan de bovenzijde. Dit om te forceren dat de bovenzijde de grootste reactie geeft op de belasting. Er wordt wel gemeten aan de onderzijde om te bepalen hoe de vervormingen verdeeld zijn over de boven en onderzijde van de proef. Hiertoe zullen twee meetpunten aan de onderzijde worden aangebracht (de “contrasensoren”).

Alle sensoren worden aan een onafhankelijk meetframe bevestigd. De vervormingen die worden gemeten zullen dan ook als absoluut worden beschouwd. 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).

3.3.3 Metingen

De meetgegevens moeten worden verzameld en opgeslagen. Dit moet met de computer gebeuren vanwege de enorme hoeveelheid data die de 43 werkende sensoren afgeven. Om tijdens de proef het verloop goed in de gaten te houden en de afbraakcriteria bij de hand te hebben zijn meetformulieren gemaakt. Per proevenserie zal er een meetboekje worden gemaakt met daarin de benodigde meetformulieren, afgestemd op de betreffende locatie. Die meetformulieren hebben voor de postprocessing weinig waarde: alle gegevens worden elektronisch geregistreerd. In dit hoofdstuk worden de notitiemodellen gegeven van de elektronische data.

Deze gegevens kunnen nooit de geautomatiseerde registratie vervangen.

Naamgeving

De trekproeven hebben de volgende unieke codering:

<T>:<locatie>:<Volgnummer>

TA8 (bijvoorbeeld) => Trekproef – Bath – nummer 8

De Schuifproeven hebben de volgende unieke benaming:

<SP>:<locatie>:<Smal, Breed, Hoog, Laag>

SPA breed laag (bijvoorbeeld) => SchuifProef – Bath – breed laag

Proefvolgorde

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

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

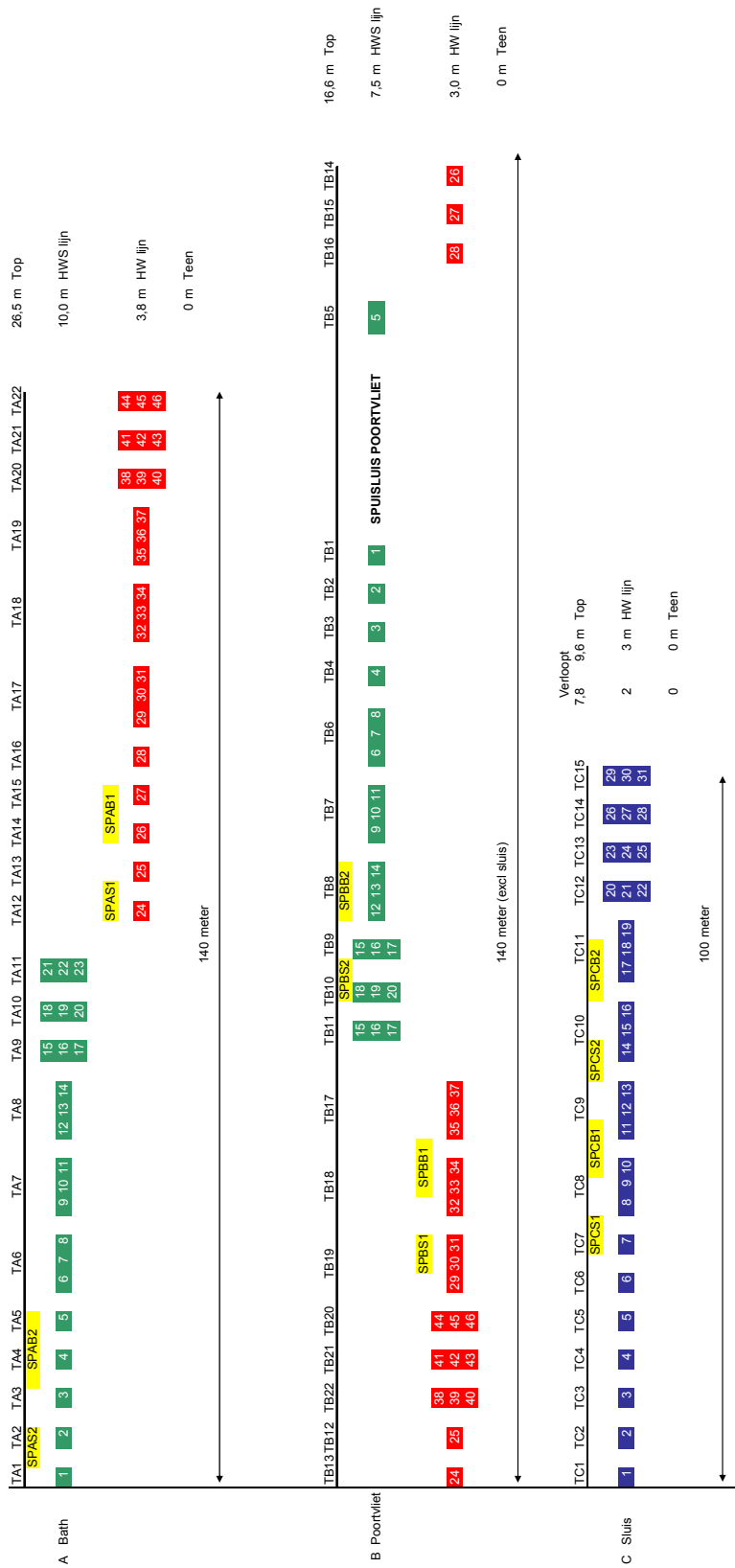
Tabel 3-2 Proefcodering trekproeven

De schuifproeven zijn minder in aantal en worden als volgt omschreven:

Proefnummer	Benaming	Proefcode
1	SPA laag smal	SPAS1
2	SPA laag breed	SPAB1
3	SPA hoog smal	SPAS2
4	SPA hoog breed	SPAB2
5	SPB laag smal	SBPS1
6	SPB laag breed	SPBB1
7	SPB hoog smal	SPBS2
8	SPB hoog breed	SPBB2
9	SPC laag smal	SPCS1
10	SPC laag breed	SPCB1
11	SPC hoog smal	SPCS2
12	SPC hoog breed	SPCB2

Tabel 3-3 Proefcodering schuifproeven

De plaats van de proef op de zetting is als volgt geschematiseerd:

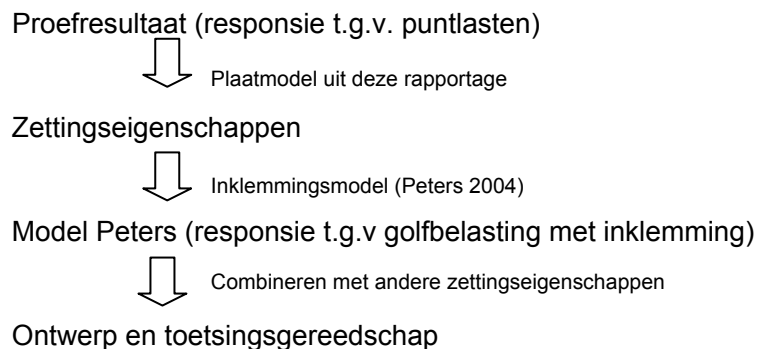


Figuur 3-12 Schema proeven per locatie, van boven naar beneden Bath, Poortvliet en Sluis. Geel zijn de schuifproeven

3.4 Proefmodel

Voorafgaand aan de metingen is in vervolg op de in hoofdstuk 2 beschreven modeltheorie (model Peters) een model opgebouwd dat het gedrag van de zetting tijdens de proeven moet beschrijven. Met de metingen moeten de parameters en de geldigheid van dat model worden aangetoond.

De proeven die worden gedaan leggen niet de zelfde belastingen op als in het model Peters zijn aangenomen. In verband met de uitvoerbaarheid wordt geen sinusvormige lijnlast aangebracht, maar een enkele of drievoudige puntlast. Om de eigenschappen van de zetting te kunnen bepalen is dus een nieuw model nodig dat het gedrag ten gevolge van de proeven beschrijft. Hierbij zijn de volgende omzettingen van belang:



In deze paragraaf zal de eerste stap worden uitgewerkt. De tweede stap is in principe vastgelegd in het vorige hoofdstuk: 2.1.5 Inklemmingsmodellen.

3.4.1 Plaat analogie

De zetting lijkt qua geometrie op een plaat uit de reguliere mechanica van constructies. Hoewel dikker dan gebruikelijk, zijn de afmetingen duidelijk in twee richtingen dominant. Er zijn echter ook verschillen. Alle momentcapaciteit is bijvoorbeeld afhankelijk van een voorspanning in het vlak van de zetting; er kan geen trekspanning worden overgedragen in de voeg tussen twee zetstenen. Deze voorspanning kan echter goed in twee richtingen verschillen. Hierdoor zijn zowel de momentcapaciteit als de elasticiteitsmodulus in twee richtingen ongelijk. De zetting zal dus als een anisotroop medium beschreven moeten worden.

Deze richtingsafhankelijkheid is niet per definitie voor alle zettingen gelijk. De Hydroblocks zijn min of meer rechthoekig en hebben dus twee hoofdassen. Die hoofdassen lopen evenwijdig aan de langs- en dwars-as van de zetting als geheel. Het is derhalve aannemelijk dat de zetting in zijn geheel ook gedrag zal vertonen dat in twee hoofdassen te verdelen is. De Basalton zettingen hebben echter een complexe geometrie, die de richting van de hoofdassen van de zetting als geheel zou kunnen beïnvloeden.

Het eerste steentype zal met een orthotrope plaatvergelijking beschreven kunnen worden. Voor het tweede type hoeft deze niet te gelden. Echter, de stenen zijn relatief klein ten opzichte van het vervormde gebied en de invloed van de normaalkracht en de vorm van de gehele zetting wordt groot geacht. Onder deze omstandigheden zou de Basalton zetting toch orthotroop beschreven kunnen worden. Door later de meetresultaten te bestuderen zou deze aanname gevalideerd kunnen worden.

Het eenvoudigste model waarin orthotrope eigenschappen kunnen worden opgenomen is een model gebaseerd op een balkrooster, ofwel de strokenmethode. Dit model heeft als nadeel dat er een onnauwkeurigheid wordt ingebouwd. De enige manier waarop de twee stroken samenwerken, is door de verdeling van de krachten: wringende momenten en torsie worden niet meegenomen.

Om ook een plaatvervorming mét wringend moment te berekenen is ook gezocht naar een meer theoretische oplossing van de plaatvervorming. Hierover wordt in de volgende paragrafen uitgeweid.

De steenzetting vertoont naar alle waarschijnlijkheid weinig dwarscontractie, wat de zekerheid van de modellering met de strokenmethode ten goede komt. Om de verschillen tussen mogelijke mechanische berekeningen aan te tonen is na de beschrijving van de verkende methodes een overzicht weergegeven van enige berekeningsmethodieken.

Tenslotte dient voor het plaatmodel te worden opgemerkt dat niet alleen het materiaal afwijkt van reguliere plaattoepassingen. De krachtswerking is ook anders, in die zin dat de randvoorwaarden vrij uitzonderlijk zijn. Het krachtenevenwicht in de zetting schrijft voor dat de puntlast in evenwicht moet zijn met het eigengewicht van het losgekomen zettingsdeel. Immers, de vijzelkracht en de zwaartekracht moeten, in een statische situatie, evenwicht maken. Hierdoor zal op de plaatranden een dwarskrachtenulpunt ontstaan. Voorts zal er geen rotatie van de zetting op de randen mogen optreden, volgens het model Peters (Peters, 2004).

3.4.2 Plaatafbakening

De zetting is, in het kader van deze proeven, een vrijwel oneindig medium. Aan alle zijden is de steenzetting breder dan de invloed van de proeven reikt. Toch heeft de plaat een afbakening en die is opgelegd door de krachtswerking. Hierbuiten werkt de invloed van de proeven strikt genomen wel door, maar leidt deze niet meer tot vervormingen van de zetting uit het vlak (in z-richting van de zetting).

Het vervormingsgebied wordt dus afgebakend door een dwarskrachtenulpunt. Op die plaat werken dan de belasting van de vijzel(s) en het eigengewicht. Aan de randen werkt ook nog een moment dat de rotatie verhindert. De randen van de plaat worden dus door een dwarskrachten en een rotatie nulpunt gekenmerkt. Theoretisch zijn dergelijke randvoorwaarden mogelijk. Hoe deze plaat precies kan worden beschreven zal in de volgende paragrafen worden uiteengezet.

3.4.3 Analytische beschrijvingen - isotroop

Timoshenko en Woinowsky-Krieger

In de literatuur zijn verschillende formuleringen te vinden die door Timoshenko en Woinowsky-Krieger zijn beschreven. Vooral van belang zijn de formules voor de ovale en ronde platen. Deze vormen namelijk exacte oplossingen voor de biharmonische vergelijking die aan de plaattheorie ten grondslag ligt. Omdat het de verwachting is dat de vervormingen op de steenzettingen ovaal zullen zijn krijgen deze formules extra waarde. Het is helaas niet mogelijk orthotrope materiaaleigenschappen in deze formules op te nemen. Uiteindelijk zal deze methode dus niet geschikt zijn.

Als voorbeeld volgt hier de oplossing voor een elliptische plaat met ingeklemde plaatrand voor de zakking bij een verdeelde belasting.

$$w = w_0 \left(1 - \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} \right)^2$$

$$w_0 = \frac{q}{D \left(\frac{24}{a^2} + \frac{24}{b^2} + \frac{16}{a^2 b^2} \right)}$$

Vergelijking 3-1 Zakking van een ovale plaat volgens Timosheko en Woinowsky-Krieger

Waarin:

q	Belasting
D	Plaatstijfheid
a	Straal in de x-richting
b	Straal in de y-richting
x	Eerste orthogonale hoofdrichting
y	Tweede orthogonale hoofdrichting

Deze methode wordt in deze rapportage gebruikt voor het maken van een predictie. In bijlage 2 is het Matlab script weergegeven dat deze berekeningen uitvoert.

Stiglat en Wippel

Stiglat en Wippel hebben een tabellenboek gemaakt waarin de resultaten van elastische berekeningen in tabelvorm zijn gepresenteerd. Door belastingengevallen te combineren is zo ook voor de situatie op de zetting een vergelijking op te stellen. De methode levert in de huidige toepassing alleen de inwendige krachten, geen vervormingen. Hierdoor zijn alleen de belasting en de plaatafmetingen van belang. De bijbehorende zakking is aan de hand van een formulering uit het boek van Reddy (1999) berekend. Ook deze methode biedt geen soelaas voor orthotrope platen.

3.4.4 Ritz Rayleigh Methode - orthotroop

Deze numerieke methode benadert de vervorming van de plaat aan de hand van een set gegeven benaderingsformules (vormvergelijkingen) die de randvoorwaarden intrinsiek meegeven. Deze methode is beschreven door Reddy (1999). De methode kan met orthogonale materiaaleigenschappen overweg. Nadeel is dat het rekenwerk aanzienlijk is en dat er alleen rechthoekige platen mee uitgewerkt kunnen worden. Tevens vraagt deze methode de benoeming van veel variabelen die voor de steenzetting niet noodzakelijk (of onbekend) zijn.

Bij toepassing van deze methode wordt de volgende set vergelijkingen opgelost:

$$\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \left\{ \int_0^b \int_0^a \left[\begin{aligned} &D_{11} \left(\frac{\partial^2 X(x,i)}{\partial x^2} \right)^2 Y(y,j)^2 + \\ &4D_{66} \left(\frac{\partial}{\partial x} X(x,i) \right)^2 \left(\frac{\partial}{\partial y} Y(y,j) \right)^2 + \\ &2D_{12} X(x,i) \left(\frac{\partial^2 Y(y,j)}{\partial y^2} \right) \left(\frac{\partial^2 X(x,i)}{\partial x^2} \right)^2 Y(y,j) + \\ &D_{22} X(x,i)^2 \left(\frac{\partial^2 Y(y,j)}{y^2} \right)^2 \end{aligned} \right] dx dy \right\} - c_{ij} - \int_0^b \int_0^a q X(x,i) Y(y,j) dx dy = 0$$

Vergelijking 3-2 Basisvergelijking plaatvervorming volgens Ritz Rayleigh methode. Uit Reddy (1999)

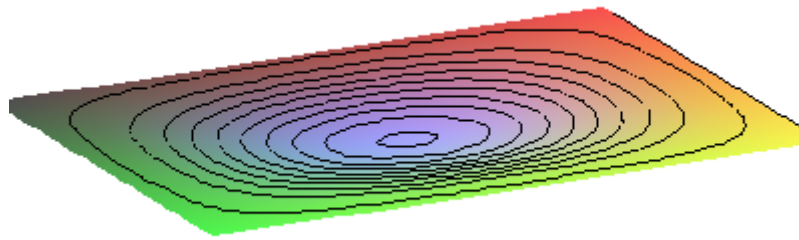
Die vergelijking beschrijft de totale potentiële energie van de plaat, welke moet worden geminimaliseerd. De oplossing van de factoren c_{ij} zal met computerprogrammatuur gebeuren. X en Y zijn vormvergelijkingen en beschrijven de vervorming van de plaat in de twee hoofdrichtingen. In de vergelijkingen zijn a en b de afmetingen van de plaat en m en n het aantal iteratiestappen. Er wordt met één iteratiestap volstaan. De verschillende parameters D zijn verzameltermen voor de plaaieigenschappen. D_{11} en D_{22} zijn de plaatstijfheden in de hoofdassen, D_{12} is de wringingsterm en D_{66} neemt de glijdingsmodulus in de vergelijking op. Vooral voor die laatste twee termen is het niet evident dat deze voor steenzettingen een rol spelen. X en Y zijn de reeds genoemde vormvergelijkingen, die in het geval van een vierzijdig ingeklemde plaat met de volgende algebraïsche formulering zijn geformuleerd:

$$X = \left(\frac{x}{a} \right)^{i+1} - 2 \left(\frac{x}{a} \right)^{i+2} + \left(\frac{x}{a} \right)^{i+3}$$

$$Y = \left(\frac{y}{b} \right)^{j+1} - 2 \left(\frac{y}{b} \right)^{j+2} + \left(\frac{y}{b} \right)^{j+3}$$

Vergelijking 3-3 Vormvergelijking plaatvervorming volgens Ritz Rayleigh methode. Uit Reddy (1999)

Deze twee vormvergelijkingen hebben op $x = a$ en $x = 0$ en $y = b$ en $y = 0$ een helling van 0 m/m. Hiermee is aan de rotatie-eis van de ingeklemde plaat voldaan. Voor de oplossing van deze vergelijkingen is gebruik gemaakt van het softwarepakket Maple. In bijlage 3 is een overzicht gegeven van de betreffende berekeningen. De uitkomsten van deze analyse zijn vergeleken met de vervormingen die volgens de strokenmethode optreden.

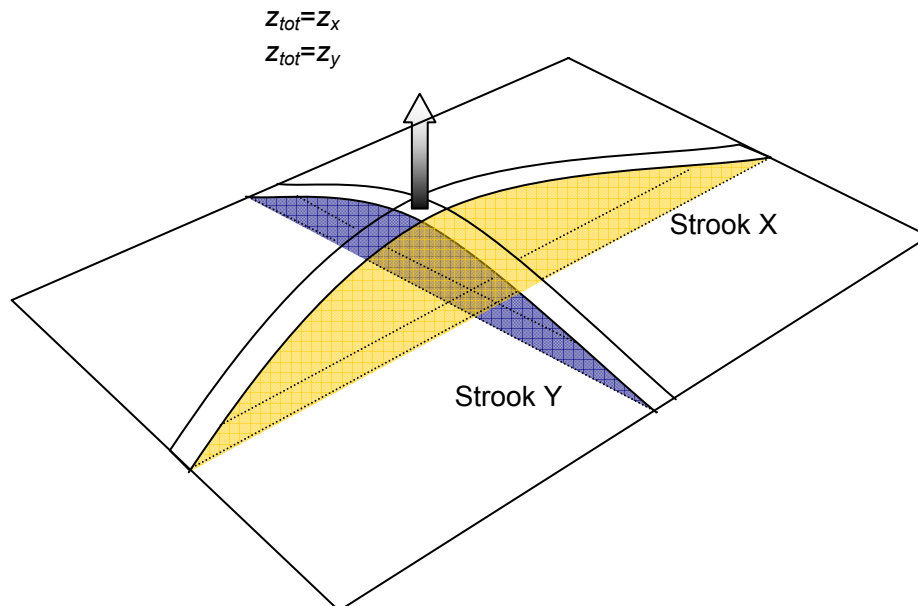


Figuur 3-13 Vervormingsvlak door verdeelde belasting volgens Rayleigh Ritz

3.4.5 Strokenmethode

Inleiding

Deze methode benadert het gedrag van de plaat door deze in twee richtingen op te splitsen in stroken. Door de vervormingen voor beide richtingen gelijk te stellen is een krachtsverdeling te bepalen. Hiermee is normaliter de krachtswerking van de plaat bepaald. Een standaard factor, veelal k genoemd, geeft krachtsverdeling over de twee stroken zodanig dat de vervormingen altijd gelijk zullen zijn. Voor de steenzetting is dit niet het geval, omdat ook de elasticiteitsmodulus niet isotroop is. Hierdoor zal er een stelsel van vergelijkingen ontstaan met meer onbekenden dan vergelijkingen.



Figuur 3-14 Principe strokenmethode

Platen model strokenmethode:

Invoer uit de analyse van de metingen:

1. L_x (Lengte strook X)
2. L_y (Lengte strook Y)
3. d_{tot} (maximale veldverplaatsing)

Model:

$$z_x = \frac{1}{384} \frac{(1-s) \cdot q \cdot L_x^4}{E_x \cdot I}$$

$$z_y = \frac{1}{384} \frac{s \cdot q \cdot L_y^4}{a \cdot E_x \cdot I}$$

Vergelijkingen

1. $z_x = z_y$
2. $z_x = z_{tot}$

Onbekenden

1. E_x Stijfheid strook 1
2. a Verhouding van E in beide richtingen
3. s Verdeling van de belasting (normaliter k)

Platenmodel volgens strokenmethode. Alleen voor de verdeelde belasting. De puntlast wordt op vergelijkbare wijze verdeeld.

Normaliter verdeelt de k -factor de belasting over de twee draagrichtingen. Hiervoor zijn standaardformuleringen beschikbaar. Omdat deze formules hier niet gelden is een andere letter gekozen. een factor "s" in plaats van "k" omdat deze niet per definitie gelijk zijn.

Tevens is de grootte van E_y gelijk aan die van E_x maal factor a . E_y is hierin de elasticiteitsmodulus in de richting L_y en E_x is de elasticiteitsmodulus in de richting L_x . Deze zijn gekoppeld via parameter a .

De variabele z staat voor de translatie in het midden van de strook. Deze is voor strook één en twee afzonderlijk gedefinieerd. De totaal gemeten verplaatsing worden met z_{tot} aangeduid. Deze kan uit de meetresultaten worden gehaald en zal de streefwaarde zijn voor z_x en z_y .

Relatief kunnen de vergelijkingen als volgt worden weergegeven:

$$d \propto \frac{1}{E} \propto q$$

Hieruit kan worden geconcludeerd dat de factoren s en $1/a$ een even grote invloed hebben op de vervorming van de strook. De verplaatsing d is namelijk evenredig met $1/E$ en met q . Alle andere variabelen liggen vast. Zodoende is echter geen unieke oplossing van de plaat te bepalen.

Omdat later schuifproeven worden gedaan, die de elasticiteitsmodulus in de y -richting van de zetting moeten bepalen, is één van beide waarden tóch bekend. Met dit extra gegeven is in principe de krachtsverdeling (s) bepaald en dus, via het model, ook de

elasticiteitsmodulus in beide richtingen te bepalen. Omdat deze proeven toch ook gespreide resultaten opleveren wordt er gezocht naar een theoretische verdeling op basis van de geometrie van het verplaatsingsgebied.

Omdat deze verdeling niet direct op mechanische wetten is gebaseerd, zullen de modellen eerst worden uitgewerkt met een ongedefinieerde factor "a". Pas later zal deze factor worden ingevuld, waardoor deze ook flexibel blijft in het model.

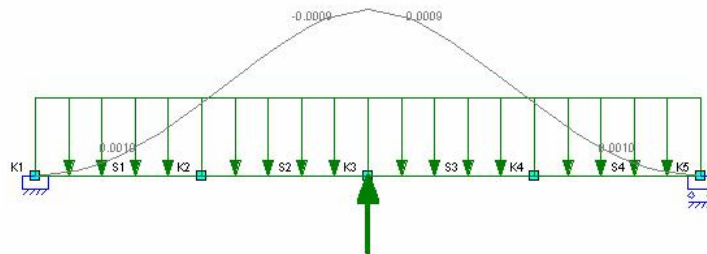
In de uiteindelijke situatie moet nog onderscheid worden gemaakt tussen een puntlast en een verdeelde oppervlakte belasting. Dit levert extra onbekenden op, namelijk de verplaatsingen van de afzonderlijke lasten en hun verdeling. Dit wordt opgelost door de deelverplaatsingen onderling ook aan elkaar gelijk te stellen. Oftewel de verplaatsingen ten gevolge van de puntlast moet voor beide stroken gelijk zijn, ongeacht de verdeelde belasting. Dit levert geen onlogische situatie op.

Er is nog geen keuze gemaakt voor de strookbreedte waarover de puntlast verdeeld moet worden. Die wordt vastgesteld op de halve gemiddelde plaatbreedte. Omdat L_x en L_y vaak niet ver uiteen lopen is de halve gemiddelde plaatbreedte hiervoor als standaard aangehouden: $\frac{1}{2} \cdot (L_x + L_y)$.

Formuleringen

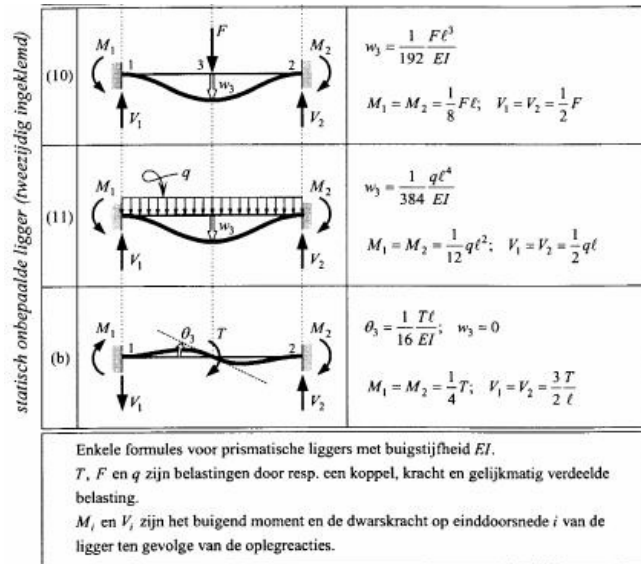
Om later de proefresultaten met de strokenmethode te kunnen analyseren worden de formuleringen hier uitgewerkt.

Het mechanische schema van de stroken uit de enkelsteens proeven is als volgt weer te geven:



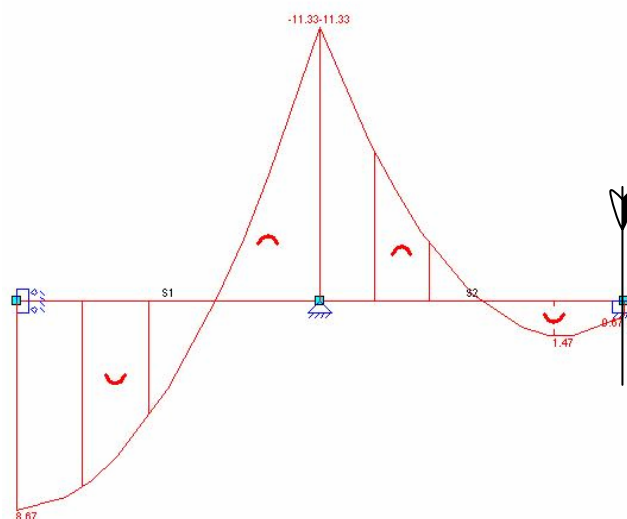
Figuur 3-15 Mechanisch schema bij enkele puntlast en een gelijkmatige q-last met vervormingslijn. (uit Matrixframe)

De ligger is eenvoudig met standaardvergelijkingen mechanisch te onderzoeken. Hierbij moeten de standaardgevallen voor de puntlast en de verdeelde last worden opgeteld voor een totaalbeeld. De volgende set vergelijkingen is aangehouden:

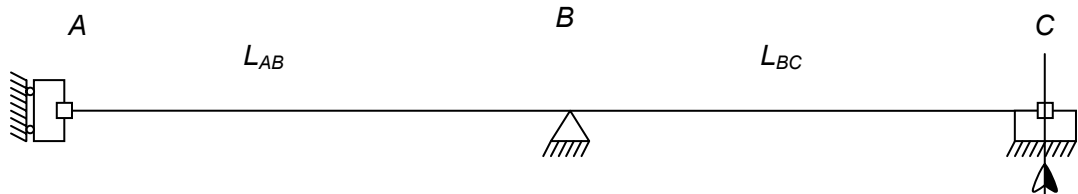


Figuur 3-16 Vergelijkingen voor enkelsteens proeven. Geval (10) en (11) moeten worden opgeteld om de proefsituatie te beschrijven. (Vuistregels)

Voor de driesteens proeven is hetzelfde schema van toepassing haaks op de vjzelry (x-richting van de meetkar). Over de drie vjzels zal echter een ligger op drie steunpunten ontstaan die hieronder is geschematiseerd. Dit schema is symmetrisch, waardoor de beschrijving van de halve strip afdoende zal zijn.



Figuur 3-17 Mechanisch schema bij driepuntsbelasting met momentenlijn. Hier is een halve constructie afgebeeld. Rechts het middelpunt met een kunstmatige inklemming uit de symmetrierandvoorwaarde, links de plaatrand.



Figuur 3-18 Knoopbenoeming. Staven liggen tussen knopen: staaf AB heeft lengte L_{AB}

A is hier een momentvaste verbinding met vrije translatie mogelijkheden, in dit geval vergelijkbaar met een verticale rol.

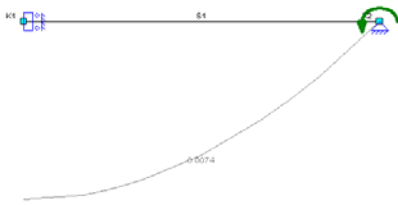
In werkelijkheid is A gefixeerd (plaatrand) en zullen B en C worden belast en verplaatst door de vijzels. Voor het model is het echter handiger knoop A vrij te laten en de andere te fixeren. Omdat de proeven vervormingsgestuurd worden gedaan zullen de vervorming gelijk zijn in dit model en de proeven.

Deze constructie is tweevoudig statisch onbepaald (A en C of C en B mogen nog een scharnier worden). De krachtsverdeling zal met de methodiek van de hoekveranderingsvergelijkingen worden bepaald. Hiertoe worden de momentvaste verbindingen door een scharnier vervangen. In de betreffende knoop zal ook een, vooralsnog onbekend, moment worden geplaatst. Om de momenten in de scharnierende constructie te berekenen worden er eisen aan de hoekverdraaiingen gesteld.

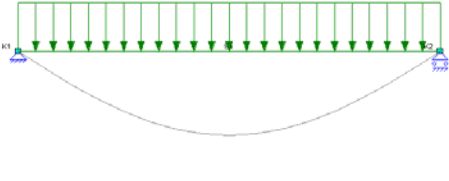
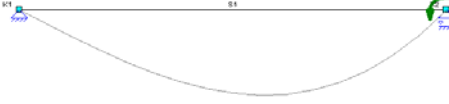
Om de hoekverdraaiingen te beschrijven wordt met een combinatie van standaard gevallen een beschrijving van de driepuntsligger opgesteld. Deel AB en BC worden apart behandeld.

Het linkerdeel, deel AB, van de constructie is nog niet direct met standaard gevallen te analyseren. Hieronder zijn de conclusies van een optelsom gepresenteerd. Uit die berekeningen zijn vaste rekenfactoren bepaald die een exacte berekening van de krachtswerking en vervorming mogelijk maakt.

Belastingsgeval Belasting en vervorming Staaf AB	Eigenschappen
	$\theta = \frac{1}{3} \frac{ql^3}{EI}$ $w = \frac{5}{24} \frac{ql^4}{EI}$

Belastingsgeval Belasting en vervorming Staaft AB	Eigenschappen
	$\theta = \frac{Ml}{EI}$ $w = \frac{Ml^2}{2EI}$

Voor het deel rechts (deel BC) gelden de volgende formuleringen:

Belastingsgeval Belasting en vervorming Staaft BC	Eigenschappen
	$\theta = \frac{1}{24} \frac{ql^2}{EI}$
	$\theta_{links} = \frac{1}{6} \frac{Ml}{EI}$ $\theta_{rechts} = \frac{1}{3} \frac{Ml}{EI}$

Vervolgens gelden de volgende randvoorwaarden in de knopen:

$$\theta_{KnoopC}^{StaaftBC} = 0 \quad \text{oftewel: hoek } \theta \text{ in knoop C is nul}$$

$$\theta_{KnoopB}^{StaaftAB} = \theta_{KnoopB}^{StaaftBC} \quad \text{oftewel: de hoeken } \theta \text{ in knoop B door staaft AB en BC zijn gelijk}$$

Door de invloed van q en M op de hoekverdraaiingen op te tellen is de momentenverdeling te berekenen. Hiervoor is het rekenprogramma Maple gebruikt. De resultaten van die bewerking zijn in bijlage 4.2 opgenomen (vergelijkingen tot nummer 10). In dit programma geldt een iets andere naamgeving.

L_{ab} Lengte staaft 1
 L_{bc} Lengte staaft 2
 EI Buigstijfheid van de strook
 θ_{Bbc} Hoekverdraaiing in B door de staaft van BC

Hoekverdraaiing in B links:

$$\theta_B^{AB} = \frac{1}{3} \frac{qL_{AB}^3}{EI} - \frac{M_B L_{AB}}{EI} \quad \text{A)}$$

Moet gelijk zijn aan hoekverdraaiing in B rechts:

$$\theta_B^{BC} = -\frac{1}{24} \frac{qL_{BC}^3}{EI} + \frac{1}{3} \frac{M_B L_{BC}^3}{EI} - \frac{1}{6} \frac{M_C L_{BC}}{EI} \quad \text{B)}$$

Hoekverdraaiing in knoop 3 moet gelijk aan nul zijn (middelpunt).

$$\theta_C^{BC} = \frac{1}{24} \frac{qL_{BC}^3}{EI} + \frac{M_C L_{BC}^3}{EI} - \frac{1}{6} \frac{M_B L_{BC}}{EI} \quad \text{C)}$$

Vergelijking 3-4 A, B en C Hoekverdraaiingen

M_B wordt berekend door de volgende gelijkstelling: $\theta_{KnoopB}^{StafAB} = \theta_{KnoopB}^{StafBC}$, M_C door $\theta_{KnoopC}^{StafBC} = 0$. Als die twee momenten bekend zijn kan het moment in A gemakkelijk met standaardvergelijkingen worden bepaald.

De eigenschappen van het model zijn uiteindelijk met de volgende vergelijkingen te berekenen:

$$M_A = \frac{1}{8} \frac{1}{3L_{AB} + L_{BC}} \left(8qL_{AB}^3 + qL_{BC}^3 + \frac{1}{3} q \frac{(-6L_{BC}^2 L_{AB} - L_{BC}^3 + 8L_{AB}^3) L_{BC}}{4L_{AB} + L_{BC}} \right) - \frac{1}{2} qL_{AB}^2 \quad \text{A)}$$

$$M_B = \frac{1}{8} \frac{8qL_{AB}^3 + qL_{BC}^3 + 4M_C L_{BC}}{3L_{AB} + L_{BC}} \quad \text{B)}$$

$$M_C = \frac{1}{12} q \frac{(-6L_{BC}^2 L_{AB} - L_{BC}^3 + 8L_{AB}^3)}{4L_{AB} + L_{BC}} \quad \text{C)}$$

Vergelijking 3-5 A, B en C Momenten in strook op drie steunpunten

Voor de dwarskrachten worden nog langere formuleringen berekend. Hoewel lastig in de presentatie is dit geen probleem voor de verwerking. De gevonden waarden zijn met het raamwerk programma Matrixframe gecontroleerd, en zullen met een spreadsheetprogramma verder worden verwerkt.

Belastingsverdeling

Nu zijn de modellen beschreven met een onbekende factor "a". Zoals vermeld wordt hiervoor een aanname gedaan op basis van de geometrie van het verplaatsingsgebied.

Later kan de kwaliteit van de aanname worden gecontroleerd door de resultaten van dit model en dat van de schuifproeven te vergelijken. De rekenmethode die hier wordt gehanteerd leidt namelijk uiteindelijk tot een uitspraak over de stijfheid van de zetting. Die stijfheid kan naar verwachting ook aan de hand van de schuifproeven worden bepaald. Door deze beide uitkomsten te vergelijken kan de modelaanname worden gevalideerd. Bij een onverklaarbare discrepantie zal de aanname moeten worden geherformuleerd.

De essentie van het strokenmodel is de verdeling van de kracht over de twee hoofdrichtingen. In dit geval moet de elasticiteitsmodulus ook nog worden "verdeeld" omdat het materiaal niet isotroop is. Die verdeling is tegenstrijdig met de krachtswerking van normale platen: die dragen de meeste belasting af in de kortste richting. Echter, bij steenzettingen is de kortste richting juist de richting waarin de stijfheid het kleinst is:

anders was de vervorming wel verder doorgelopen. Het is dus niet te verwachten dat kortste richting ook in dit model de meeste belasting moet afdragen.

Er is voor gekozen een vaste verdeelsleutel voor de krachten te bepalen aan de hand van de vorm van het vervormingsgebied. Ten eerste blijft het model zo dicht bij de werkelijke strokenmethode. Dit betekent dat een aanpassing in de verdeelsleutel relatief eenvoudig is door te voeren. Ten tweede is dit ook een verklaarbare keuze: de belasting zal de kortste weg naar één van de hoofdstroken nemen en dus zal de meeste last naar de lange strook lopen. Weinig van die kracht zal worden herverdeeld, omdat het aannemelijk is dat de zetting een lage dwarscontractiecoëfficiënt bezit.

De volgende algemene parameters zijn voor de berekeningen aangehouden:

- b [m] Ongeveer gelijk aan de halve plaatbreedte.
- q [kN/m²] Per steentype verschillend. In de laboratoriumproeven vastgesteld.
- e [m] Excentriciteit, Bath 0,35 op de HWS lijn en 0,32 op HW, elders 0,2.

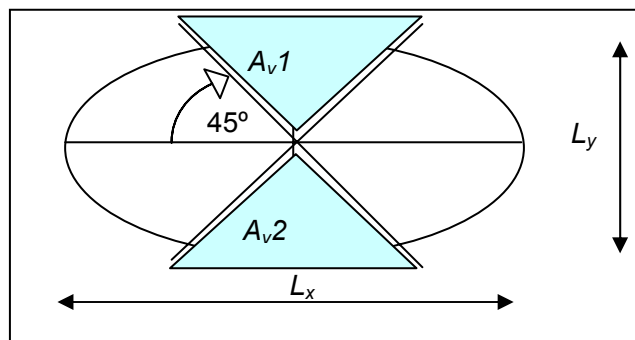
Enkelsteens proeven

De krachtsverdeling voor de enkelsteens proeven is als volgt beschreven:
Verdeelsleutel verdeelde last (alpha):

$$\alpha = \frac{L_x^2}{L_y \cdot L_x + L_x^2}$$

Vergelijking 3-6 Krachtsverdeling enkelsteens proeven

De achtergrond van deze verdeling is de verwachting dat de lasten zich verdelen richting de dichtstbijzijnde hoofdas. Dan ontstaat er een scheidlijn die een hoek van 45 graden maakt met de hoofdassen. De vlakken A_{v1} en A_{v2} worden dan door de strook in de Y-richting afgedragen, de andere vlakken dragen in de X-richting. De gekozen verdeelsleutel voldoet aan deze verwachting.



De belasting wordt vervolgens gelijkmatig over de strook verdeeld (géén driehoekslasten).

Na de genoemde aanname liggen alle andere variabelen besloten in het model. Met het symbolische rekenprogramma Maple is het model opgelost naar een beschrijving voor E_x . Voor de berekeningen, zie bijlage 4.1. Hieronder zijn voor een aantal belangrijke parameters de beschrijving weergegeven.

De verdeling van de elasticiteitsmodulus over de beide hoofdrichtingen kan worden bepaald. Hiervoor worden de vervormingen door de q -last in de x - en de y -richting gelijk gesteld : $dxq = dyq$.

Verdelingsparameter voor elasticiteitsmodulus (a):

$$a = \frac{L_y^5}{L_x^5}$$

Vergelijking 3-7 Verdelingsparameter voor de E-modulus (Enkelsteens)

waarmee de elasticiteitsmodulusverhoudingen als volgt worden vastgelegd: $E_y = a \cdot E_x$.

Na deze stappen moet ook de invloed van de puntlast in het model worden opgenomen. Omdat de verhouding van de elasticiteitsmoduli intussen bekend is hoeven er geen nieuwe aannamen te worden gedaan. Hiervoor worden de vervormingen in de x en de y richting ten gevolge van de puntlast gelijk gesteld: $dp_x = dp_y$.

Verdeelsleutel puntlast (bèta):

$$\beta = \frac{L_x^2}{L_y^2 + L_x^2}$$

Vergelijking 3-8 Verdeelsleutel puntlast (Enkelsteens)

Tenslotte wordt met de laatste vergelijking een oplossing voor de elasticiteitsmodulus berekend. De vervorming ten gevolge van de puntlast en de verdeelde last samen moeten gelijk zijn aan de gemeten verplaatsing: $dx = dy = z$.

$$E_x = \frac{1}{384} \cdot \frac{L_x^5 (q \cdot L_y^2 + L_x^2 \cdot q + 2 \cdot F \cdot L_y + 2 \cdot F \cdot L_x)}{I \cdot z (L_y^3 + L_y \cdot L_x^2 + L_x \cdot L_y^2 + L_x^3)}$$

Vergelijking 3-9 E_x voor enkelsteens proeven

Waarin geldt:

- I Kwadratisch oppervlakte moment van de steenzetting
- z Maximale verplaatsing
- q Verdeelde belasting ten gevolge van het eigen gewicht van de zetting
- F De puntbelasting ten gevolge van de vijzels

De q -last die representatief is voor de stroken is niet direct uit de gegevens te bepalen. Hiervoor wordt de volgende formule gebruikt:

$$q = \frac{\text{Totaallast}}{L_x \cdot L_y} \cdot \text{strookbreedte} = q_{\text{stenen}} * b$$

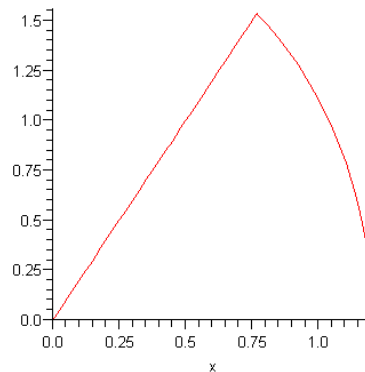
Vergelijking 3-10 Representatieve q-last (Enkelsteens)

De I is benodigd om de buigstijfheid EI te berekenen. Hiervoor wordt standaard de volgende formule gebruikt: $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$. Hierin is b de strookbreedte en h is de hoogte.

Als interne hoogte gelden de gemiddelde hoogtes van de voegen (Bath = 32 en 35 cm, Poortvliet en Sluis = 20 cm). De strookbreedte is vastgesteld op de halve gemiddelde breedte: $\frac{1}{4} (L_x + L_y)$.

Als de belastingen niet worden geschematiseerd tot een gelijkmatig verdeelde last, maar de exacte driehoekige vorm, zijn de vergelijkingen niet veel anders. Om het

verwerken van de gegevens in een spreadsheet is het echter nodig deze aanname te doen. Voor een aantal voorbeelden is wel exacte belasting berekend. Het blijkt de vijfdegraads vergelijking $a = \frac{L_y^5}{L_x^5}$ dan moet worden vervangen door $a = \frac{L_y^{4,6}}{L_x^{4,6}}$. Die 4,6^e macht is niet helemaal vast, maar beweegt zich in het belangrijke gebied tussen 4,6 en 4,7. Zie bijlage 4.3 In de onderstaande figuur is de theoretische vorm van de belasting zichtbaar. Deze is in de modellen uitgespreid tot een gelijkmatig verdeelde belasting (blokvorming)

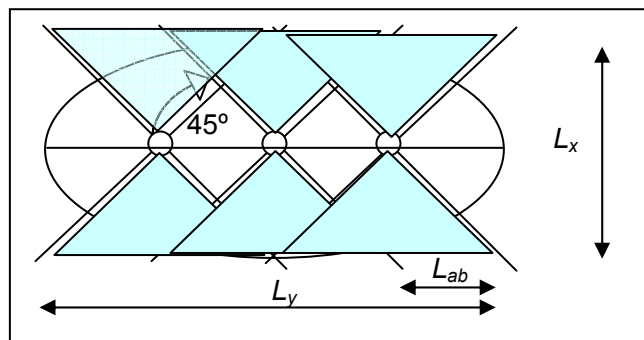


Figuur 3-19 Exacte vorm van de verdeelde belasting. Rechts oplegging (x=1,2) links het veldmidden (x=0). De belasting is symmetrisch om de verticale y as.

Driesteens proeven

Het model van de driesteens proeven is een stuk complexer. Er moeten andere en meer variabelen worden bepaald dan bij de enkelsteens proeven het geval was.

Al eerder zijn de afleidingen gevonden voor de beschrijving van de krachswerking van de driesteens proeven. Ook hier is een aanname gedaan voor de richting van de krachtsafdracht. Deze is gebaseerd op die van de enkelsteens proeven. Hierbij is in plaats van de verhouding tussen L_x en L_y de verhouding L_x en L_{ab} als basis genomen.



Praktisch gezien is het middelste deel van de proeven eruit geknipt, waarna in principe een enkelsteens proef overblijft. Het weggeknipte deel wordt gelijk verdeeld verondersteld (50% naar beide stroken) Impliciet wordt dan aangenomen dat L_x exact 2 meter is, alleen dan zijn de gearceerde driehoeken en de ruiten tussen de vijzels gelijk in oppervlak. Wederom geldt dat deze aanname met de schuifproeven gecontroleerd moet worden. Zodra de werkelijke elasticiteit in één richting bekend is kan de aanname uit de modellering worden gehaald.

Ook hier worden alle belastingen als een gelijkmatig verdeelde belasting in de modelering opgenomen.

Verdeelsleutel verdeelde last (alpha):

$$\alpha = \frac{L_x^2}{2 \cdot L_{ab} \cdot L_x + L_x^2}$$

Vergelijking 3-11 Krachtsverdeling driesteens proeven

Voor ieder parameter is een beschrijving beschikbaar. Omdat deze meerdere regels lang is worden deze hier niet gekopieerd. De volledige berekeningen zijn in bijlage 4.2 opgenomen.

Het feit dat het driesteens model alleen maar van een lengte, breedte en een *q*-last afhankelijk is maakt het geheel iets eenvoudiger. De puntlasten van de vijzels komen in theorie ook uit het model. Bij de enkelsteens proeven was de puntlast een variabele. Later zal dan natuurlijk wel moeten worden gecontroleerd of de opleggingen uit het model overeenkomt met de vijzelkrachten uit de metingen. Dit verschil is overigens afkomstig uit een verschil in aanpak. Bij de enkelsteens proeven worden de metingen als basis voor de krachten genomen, bij de driesteens proeven worden de evenwichtsvergelijkingen gebruikt om de krachten te bepalen.

3.4.6 Vergelijking van rekenmethodes

De genoemde methoden zijn met een cijfervoorbeeld gecontroleerd. Hieronder worden de uitkomsten voor de gelijkmatige verdeelde belasting gepresenteerd. Voor alle vergelijkingen is van de volgende set eigenschappen uitgegaan:

E	300000	[kN/m ²]	Young`s modulus
v	0,2	[-]	Poisson ratio
h	0,3	[m]	Plaatdikte
Q	50	[kN/m ²]	Verdeelde belasting
D	703,125	[kNm]	Plaatstijfheid
EI	675	[kN m ² /m]	Buigstijfheid 1 Meter brede plaat
h/r	0,20	[m]	Relatieve plaatdikte

Methodie	Uitkomst	Figuur (niet altijd bij dezelfde eigenschappen)
Timoshenko en Woinowsky-Krieger. Ovale plaat	R1=1,75 m R2=1,25 m w=0,66 mm	
(Timoshenko en Woinowsky-Krieger, 1982)	M1veld 0,84 kNm M1rand -1,21 kNm M2veld 1,30 kNm M2rand -2,37 kNm	
Geeft alleen vervorming Niet voor puntlasten		

Methode	Uitkomst	Figuur (niet altijd bij dezelfde eigenschappen)
Stiglat en Wippel rechthoekige plaat (Stiglat en Wippel, 1973) Geeft geen vervorming	L1=3,1 m L2=2,21 m M1veld 0,42 kNm M1rand -2,04 kNm M2veld 1,12 kNm M2rand -2,60 kNm	
Ritz Rayleigh rechthoekige plaat (Reddy, 1999) Complexe benadering Nog niet volledig uitgewerkt.	L1=3,1 m L2=2,21 m w = 0,88 mm	
Strokenmethode rechthoekige plaat Eenvoudige benadering met vuistregels	L1=3,0 m L2=2,14 m w=0,5 mm M1veld 0,60 kNm M1rand -1,20 kNm M2veld 1,18 kNm M2rand -2,36 kNm	

Tabel 3-4 Overzicht van plaatmodellen

De uitkomsten van de bovenstaande modellen zijn hieronder in tabelvorm weergegeven.

	Elastische berekeningen				Stroken methode		Gemiddelden		Afwijking [%]
	Ovaal	Rond	Rechthoek	Vierkant	Rechthoek	Vierkant	Elastisch	Strook	
MveldQ [kNm]	0,84	1,19	0,42	0,88	0,60	1,04	0,83	0,82	98,49%
	1,30	1,19	1,12	0,88	1,18	1,04	1,13	1,11	98,74%
MrandQ [kNm]	-1,21	-1,99	-2,04	-2,58	-1,20	-2,08	-1,95	-1,64	84,09%
	-2,37	-1,99	-2,60	-2,58	-2,36	-2,08	-2,38	-2,22	93,26%
MveldP [kNm]	6,99				4,99	8,19	6,99	6,59	94,26%
					9,81	8,19			
MrandP [kNm]	-3,98				-4,99	-8,19	-3,98	-6,59	165,69%
					-9,81	-8,19			

Tabel 3-5 Vergelijkingstabel uitkomsten plaatmodellen

Uit deze vergelijking blijkt dat de momenten uit de berekeningen volgens de strokenmethode goed overeenkomen met de ovale en rechthoekige platen van Timoshenko-Woinowsky-Krieger en Stiglat en Wippel. In de meest rechtse kolom is af te lezen dat de momenten die met de stroken methode worden berekend vaak niet meer dan 15% afwijken van de elastische methodes.

De vervormingen worden echter zo'n 20% onderschat met de strokenmethode. De enkelvoudige ($m=n=1$) Ritz Rayleigh oplossing geeft een hogere waarde. Voor een puntlast op een plaat is een zelfde analyse gemaakt. Deze geeft vergelijkbare resultaten, met één kanttekening. De methoden zijn eigenlijk niet geschikt voor puntlasten. Dit betekent namelijk een oneindig grote spanning op een oneindig klein gebiedje. Meestal wordt aangeraden hiervoor de puntlast over een klein oppervlak te verdelen als een q -last. Het is echter niet eenduidig hoe groot dat oppervlakje moet zijn. Er is in de berekeningen voor gekozen de oppervlakte van één steen ($0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$) te nemen als verdelingsoppervlak.

3.4.7 Conclusie

Voor de beschrijving van de steenzetting is het mogelijk een strokenmodel toe te passen. Dit model is eenvoudig toe te passen en biedt geen overdaad aan variabelen. Wel moet nog onderzocht worden welke strookbreedte toepasselijk is voor de steenzetting in combinatie met een puntlast.

Door de vervorming te vergelijken met de proefresultaten kan de grootte van de elasticiteitsmodulus worden bepaald. De grootte van de momenten zegt iets over de normaalkracht: normaalkracht maal interne hefboom is gelijk aan momentcapaciteit.

Voor het oplossen van het model is het van cruciaal belang dat de normaalkracht of de stijfheid in een van beide richtingen bekend is. Pas dan is het model zonder aannamen over de krachtswerking worden opgelost. Hiervoor zal in een vroeg stadium een aanname worden gedaan die aan de hand van de proefresultaten van de schuifproeven kan worden gevalideerd.

3.5 Predicties

De normaalkracht wordt door de zwaartekracht opgewekt. In theorie zou de normaalkracht in een bepaalde snede tussen de volgende grenzen moeten liggen:

$$0 < m \cdot \sin \alpha - m \cdot \cos \alpha \cdot f < N < m \cdot \sin \alpha + m \cdot \cos \alpha \cdot f < m$$

$$m = \rho_s \cdot g \cdot d \cdot l \cdot b$$

Vergelijking 3-12 Grenswaarden normaalkracht in de zetting

Met:

m	=	Massa van de zetting boven de snede [kN]
α	=	Hellingshoek van de zetting t.o.v. maaiveld [°]
f	=	Wrijvingscoëfficiënt [-]
N	=	Normaalkracht [kN]
ρ_s	=	Soortelijk gewicht van de stenen [kg/m^2]
d	=	Dikte van de steenzetting [m]
l	=	Lengte steenzetting boven de snede [m]
b	=	Breedte van de snede [m]

In principe komt de normaalkracht neer op de zwaartekracht component van het eigengewicht langs het talud. De onder- en bovengrens zijn dan respectievelijk deze kracht minus de wrijving en plus de wrijving.

De minimale kracht is theoretisch vaak nul; de stenen glijden niet af ($\varphi > \alpha$) en zijn individueel stabiel. Door de golven zou echter normaalkracht kunnen worden opgebouwd, zoals beschreven in §2.1.3

Ter indicatie is hieronder een spreadsheet weergegeven waarin een representatief stuk zetting van één meter breed wordt berekend.

NORMAALKRACHT			
- uitgangspunt: een meter brede strook			
Algemene variabelen			
Wrijvingscoëfficiënt	f	0,7	(-) invoer
Helling één op	h	3,3	(-) invoer
Valversnelling	g	9,81	invoer
Dichtheid top laag	ρ	2350	kg/m ³ invoer
Zwaartekracht	Fg	23054	N/m ³ $\rho * g$
Steendikte	D	0,3	m invoer
Lengte Boven Steen	l	7	m invoer
Berekening			
Boogtang helling	α	0,29	rad atan(1/h)
Normaal component		0,96	(-) cos(α)
Tangentiele component		0,29	(-) sin(α)
Krachten in normaalrichting			
Zwaartekracht	Ng	14040	N $Fg * D * L * \sin(\alpha)$
Wrijvingskracht	Nw	32432	N $Fg * D * L * \cos(\alpha) * f$
Totale kracht	Nt	46472	N Ng + Nw
Verwachte kracht	Nexp	14,04	kN Ng/1000
Maximale kracht	Nmax	46,5	kN Nt/1000

Tabel 3-6 Predictie normaalkracht

3.5.1 Trekkkracht

De trekkrachten en vervormingen zijn waarschijnlijk aan grote spreiding onderhevig. Toch wordt hier voor een Enkelsteens proef een verwachte vervorming berekend.

De trekkracht moet in evenwicht zijn met het eigengewicht van de verplaatste stenen: verticaal evenwicht. Stenen van 25 kN/m³ van 25 cm dik wegen 7,25 kN/m². In het draaiboek is afgesproken dat deze stenen tot 40 kN getrokken zullen worden, waarbij dus $40/7,25=5,5$ m² steenzetting zal loskomen van de zetlaag.

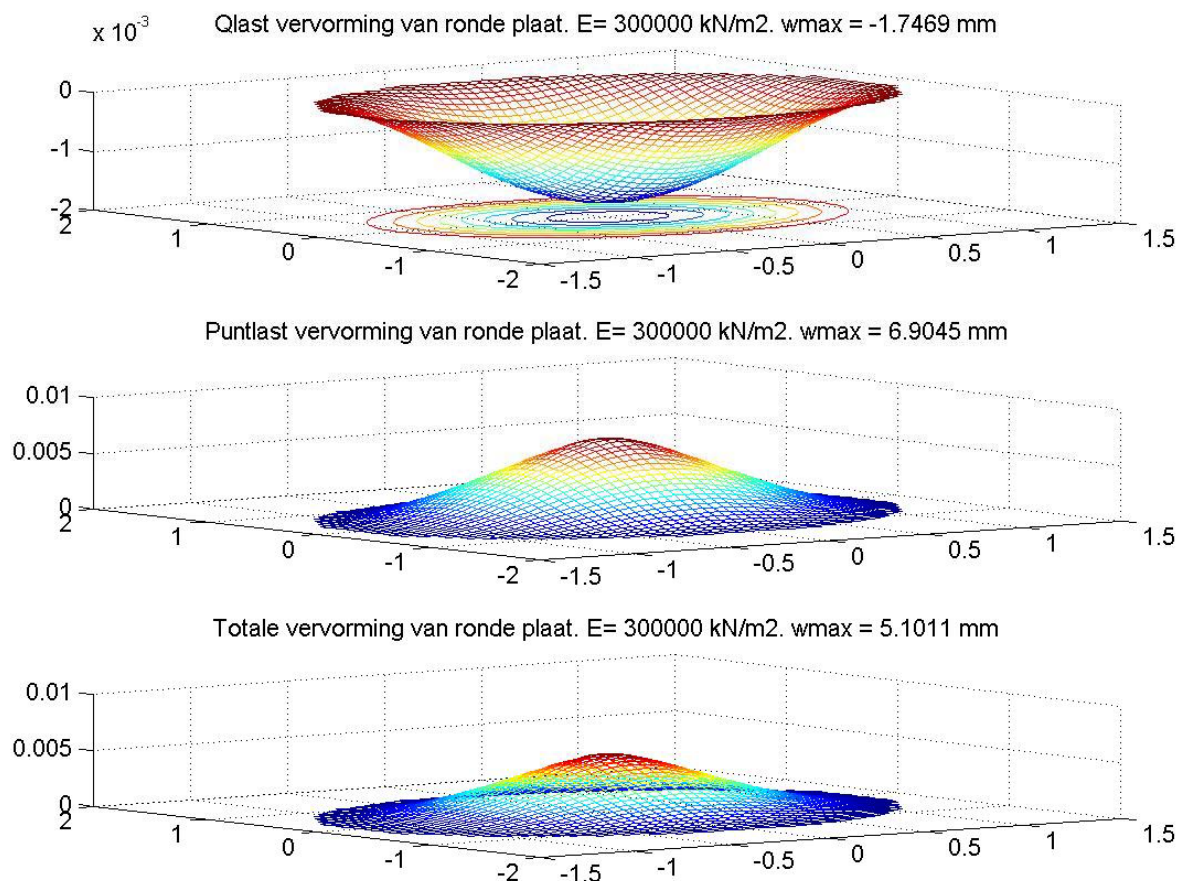
De amplitude van de vervorming is alleen te berekenen als de stijfheid van de zetting bekend is. Hiervoor wordt een conclusie uit voorgaande proefnemingen in het laboratorium gebruikt: E = 300 MPa.

Stel:

- Ronde plaat van 5,5 m²
- Radius = 1,32 m
- Puntlast in het midden van 40 kN

Een gelijkmatig verdeelde belasting van $7,25 \text{ kN/m}^2$
 Plaatdikte van 200 mm
 Poisson ratio van 0 (nul)
 Elasticiteitsmodulus van 300 MPa

Volgens de rekenregels van Timoshenko-Woinowsky-Krieger geldt dan een centrale vervorming van 5 mm. Deze waarde is lineair afhankelijk van de stijfheid en tot de derde macht van de plaatdikte.



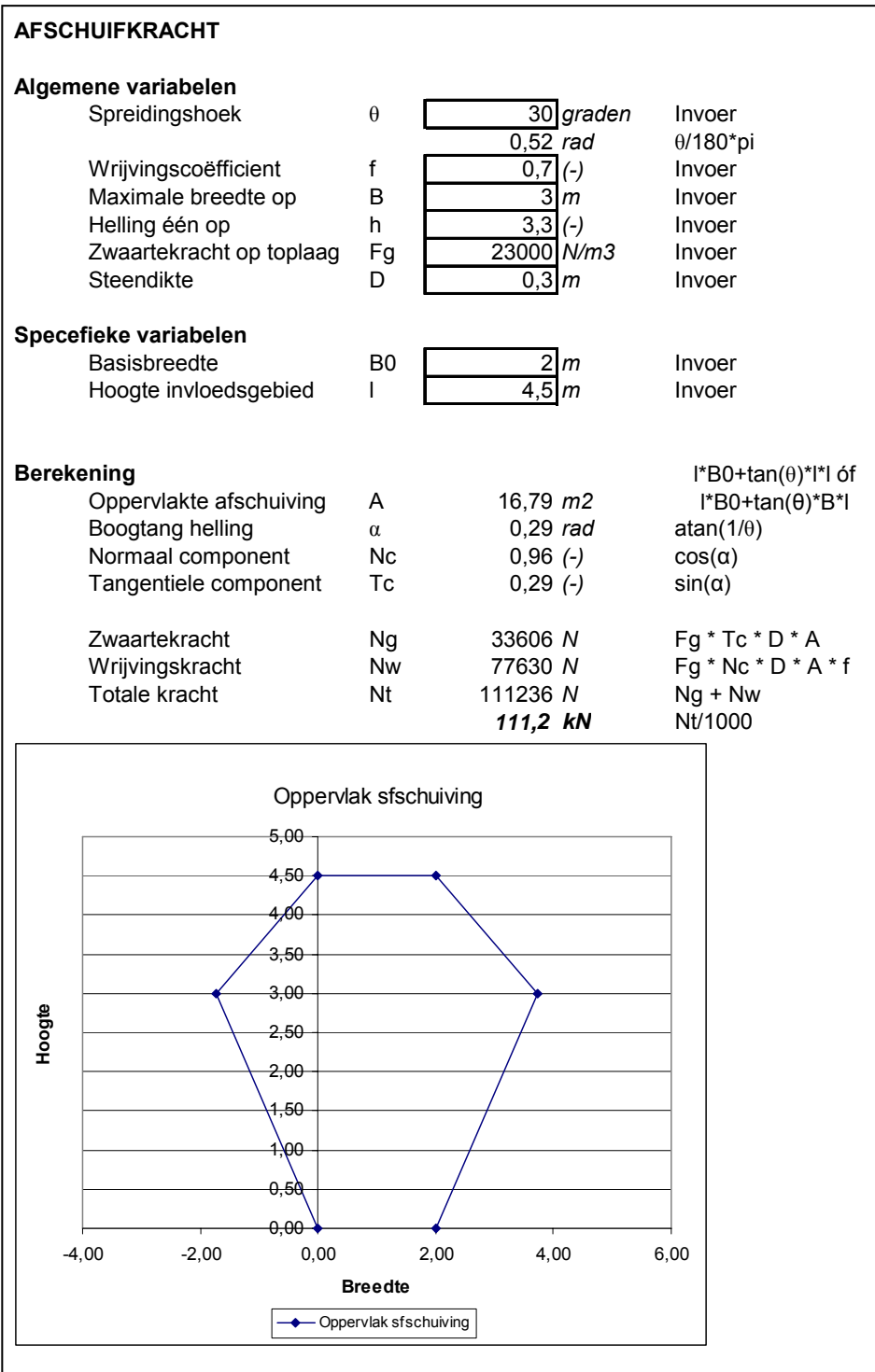
Figuur 3-20 Vervorming van een ronde plaat volgens Timoshenko/Woinowsky-Krieger

Verwacht wordt dus een vervorming van 5 mm bij een belasting van 40 kN. Hierbij is de zetting volledig als elastische isotrope plaat beschreven.

3.5.2 Schuifkracht

De schuifkracht wordt door de zwaartekracht en de wrijving beïnvloed. Omdat deze proeven niet destructief zijn zal er geen uiterste waarde worden gemeten. Wel zou er een bepaald bewegingsveld en een verplaatsing kunnen worden gemeten. Gezien de beschikbare kracht is dit veld aan een maximum gebonden.

In de onderstaande spreadsheet wordt hiervoor een representatieve situatie weergegeven.



Figuur 3-21 Schuifproef predictie

De beschikbare kracht is ongeveer 100 kN. Hiermee kan dus theoretisch een gebied van ongeveer 4 * 4 m² worden beïnvloed.

De vervormingen aan de belaste zijde kunnen als volgt worden geschat. De geometrie komt overeen met plaat van 4 meter lang, 2 meter breed en een dikte van 0,3 meter. De E-modulus van die plaat is 300 MPa en hij wordt belast met 100 kN. De wet van Hooke schrijft voor: $\sigma = \varepsilon \cdot E \Rightarrow \varepsilon = 0,16/300 = 5,3 \times 10^{-4}$ [-]. De vervorming is dan gelijk aan $\varepsilon \times l = 5,3 \times 10^{-4} \times 4000 = 2,2$ mm. De vervorming van de plaat loopt van de belaste rand tot de uiterste invloedsgrens lineair van 2,2 mm tot 0 mm. Op 2 meter afstand wordt dus een vervorming van 1,1 mm verwacht. De sensoren hebben voldoende nauwkeurigheid om deze metingen te verrichten.

De verplaatsingen van de zetting worden gedempt door de invloed van de wrijving. De veronderstelde lineaire afname is dus eigenlijk logaritmisch.

3.6 Beperkingen

De uitvoering van de proeven is aan een aantal beperkingen gebonden. Deze beperkingen worden bepaald door de financiële, technische en planning ruimte die voor de proeven is gekozen. Er wordt vastgesteld dat de beperkingen vooral in het aantal proeven zitten. Ieder proef op zich is met weinig beperkingen uitgevoerd.

De beperkingen zijn toegeschreven aan kosten (f), techniek (t) of planning (p) of een combinatie. Vaak spelen financiën een rol: planning en techniek zijn vaak eenvoudig aan te passen bij een ander budget.

Overzicht van de beperkingen algemeen

- 1) In totaal worden drie zettingen beproefd. (f,p)
- 2) De proeven worden gedaan op twee typen stenen. Basalton en Hydroblock zettingen zijn weliswaar vaak, maar niet uitsluitend toegepast. (f,p)
- 3) Steenzettingen zijn nooit nieuw of onbelast. Opzettelijk worden zettingen beproefd die al enige tijd liggen (minimaal 7 jaar), waardoor de normaalkracht tijd heeft gehad zich op te bouwen. Theoretisch zal een "ingegolfde" zetting een grotere normaalkracht hebben opgebouwd dan een nieuwe. (f,p)
- 4) Er wordt maar één hellingsgraad beproefd (ongeveer 1:4). (f,p)
- 5) De toplaagdikte is niet groter dan 35 cm. Tegenwoordig worden vaak hogere zuilen toegepast. (f,t)

Overzicht van de beperkingen van de trekproeven

- 6) Er worden goed ingesloten stenen geselecteerd. Binnen de geselecteerde zettingen wordt gezocht naar stenen die, op het oog, goed geklemd liggen. Hierbij worden proeven uitgevoerd op het gemiddelde hoogwaterpeil en het hoogwaterpeil bij springtij. De manier van kiezen is persoonlijk en niet volledig reproduceerbaar. (t)
- 7) Er worden maximaal 3 stenen tegelijk beproefd. Idealiter zou een oneindige rij stenen moeten worden beproefd omdat dit de golfplast beter benaderd. Om praktische redenen is deze benadering gekozen. (f,t)
- 8) Er zijn 40 meetpunten voor de verplaatsingen. Daartussen wordt geïnterpoleerd. Beter zou zijn alle stenen afzonderlijk te registreren. Sensoropstelling en aantal moeten dan per proef worden aangepast. (f,t)
- 9) Er worden maar 22 metingen gedaan, waar steeds series van 3 tot 5 vergelijkbaar zijn (b.v. 3x driesteens verticaal HWS). Dit levert weinig direct vergelijkbaar resultaat op. (f,p)

Overzicht van de beperkingen van de schuifproeven

- 10) De zetting moet worden verstoord om de proef uit te voeren. (t)
- 11) De verplaatsingen moeten worden overgebracht met een hulpconstructie (hoeklijntjes op de stenen boren). (t)
- 12) De vervormingen zijn zo klein dat de nauwkeurigheid van de sensoren een rol gaat spelen. (f,t)
- 13) Er zijn 40 meetpunten. Daartussen wordt geïnterpoleerd. (f,t)
- 14) Er worden maar vier proeven per zetting gedaan. Iedere proef is uniek.

4 PROEFOPSTELLING

Omdat de proefopstelling een belangrijke factor is in het onderzoek wordt deze in een apart hoofdstuk behandeld. De opstelling zal opgedeeld in de hoofdcomponenten worden behandeld.

4.1 Beschrijving mechanische onderdelen

Ten behoeve van de trekproeven en schuifproeven 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 gedragen 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.



Foto 4-1 Overzicht meetopstelling (januari 2006)

4.1.1 Stalen krachtframe

De trekproeven worden in principe uitgevoerd met behulp van stalen balken, die 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, zie §3.3.2. 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 proefvijzel 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 blokken 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). 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 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 het voertuig geschikt te maken voor metingen op een helling is het zwaartepunt zo laag mogelijk gehouden.

De proefvijzels op de stalen balken zijn hol, 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 ook een druksensor opgenomen in de hydraulischeleiding.



Foto 4-2 Meetkar. 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.

4.1.2 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 ca. 40 LT'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.



Foto 4-3 Meetframe.

richting van hun eigen as. Deze sensoren bestaan uit een huis en een voeler, zie Foto 4-4. 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 hiervoor een sleepcontact over een weerstand.

Er wordt een spanning gemeten tussen nul en vijf volt. 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.

De fabrikant van de sensoren garandeert een bepaalde lineariteit en uniformiteit van de sensoren. Dit impliceert dat alle sensoren met een vaste omrekenfactor van spanning naar bijbehorende millimeters kunnen worden omgerekend.

Om de lineariteit, de ruis en de omrekenfactor naar millimeters te bepalen zijn alle sensoren beproefd en met eindmaten gekalibreerd. De resultaten van deze berekeningen zijn in de conclusie opgesomd.

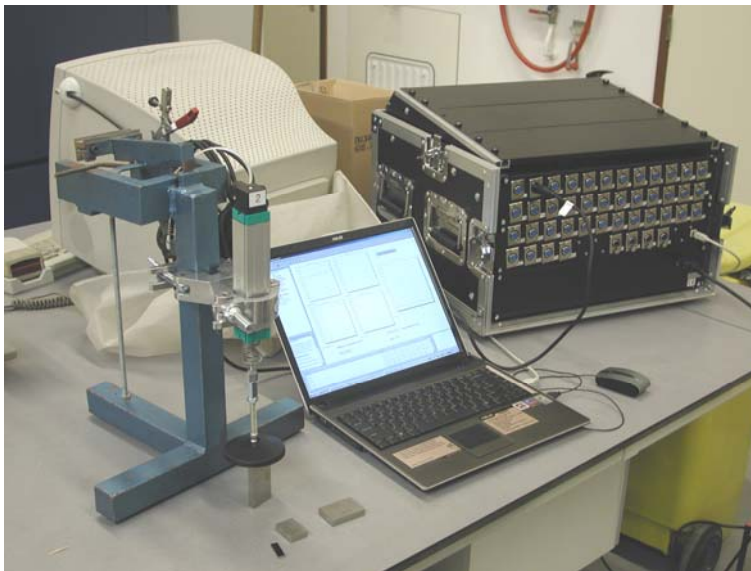


Foto 4-4 Opstelling testen LT's

Voor de kalibratie is dezelfde apparatuur en software als voor de uiteindelijke 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.

Bij de tests zijn eindmaten van Mitutoya gebruikt met de afmetingen:

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

Opstelling is niet trillingsvrij en staat in een ruimte met apparatuur uit de betontechniek (o.a. zeef/meng installaties).

Met iedere sensor is een meetserie gedaan. Nadat de LT 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 de eindmaten van 2,5, 25, 50 en 75mm. Tenslotte wordt ook de standaarddeviatie van tien meetwaarden bij een slag van 75 mm genoteerd.

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

Vergelijking 4-1 Standaarddeviatie uit een steekproef met onbekend gemiddelde

Waarin:

x Meetwaarde

n Aantal waarden

Vorbereidingen

Om de opstelling en de gevoeligheden ervan te bepalen is voorafgaand aan de testserie met een aantal LT'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 verstoort daarmee de overgang tussen de meting op de vlakke tafel en de veel kleinere eindmaten. Deze verdwijnen in de holte en drukken het materiaal enigszins in. Later is berekend dat die holling 0,2 mm is. 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. Omdat het wenselijk is de gehele opstelling te testen, is toch mét voet gemeten. Bij de dataverwerking is de kleinste ijkmaat als nulmeting aangehouden. Iedere meting is dus genuld aan de hand van de meting bij 2,5 mm en de gemeten waarden zijn dan ook 2,5 mm kleiner dan de eindmaten.

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.

Methode

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.

Kolom	Inhoud
A	Commentaar en volgnummer
B	Nummer van de LT 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 4-1 Indeling kalibratietabel

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	Stiddev gemeten bij 75 mm																						
3	Factor 4,773																						
4																							
5																							
6																							
7	LVDV Tafel 2,5 25 50 75																						
8	Volyslag 22,5 47,5 72,5 Volt/mm 22,5 47,5 72,5 Gemiddelde 22,5 47,5 72,5 Meting bij vaste omrekenfactor 22,5 47,5 72,5																						
9	vanaf hier zonder voetje																						
10	mean van 10																						
11	mean met voet																						
12	Met voetje zonder gemiddelde																						
13	StdDev																						
14																							
15																							
16																							
17																							
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																							

Tabel 4-2 Kalibratietabel - resultaten

Statistische analyse

In kolommen V, W en X zijn de fictieve meetwaarden opgenomen. Bij toepassing van de LT'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.

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

Vergelijking 4-2 Standaarddeviatie bij volledige dataset en bekend gemiddelde

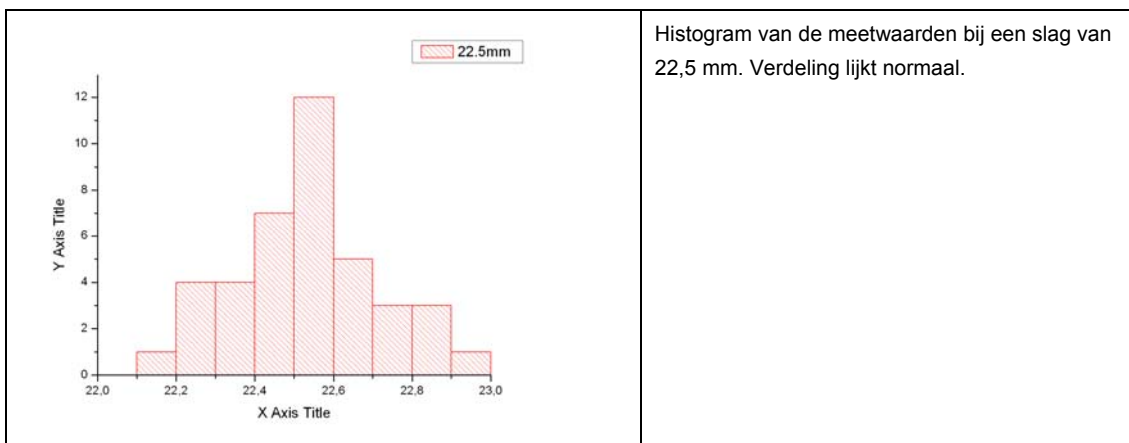
Waarin:

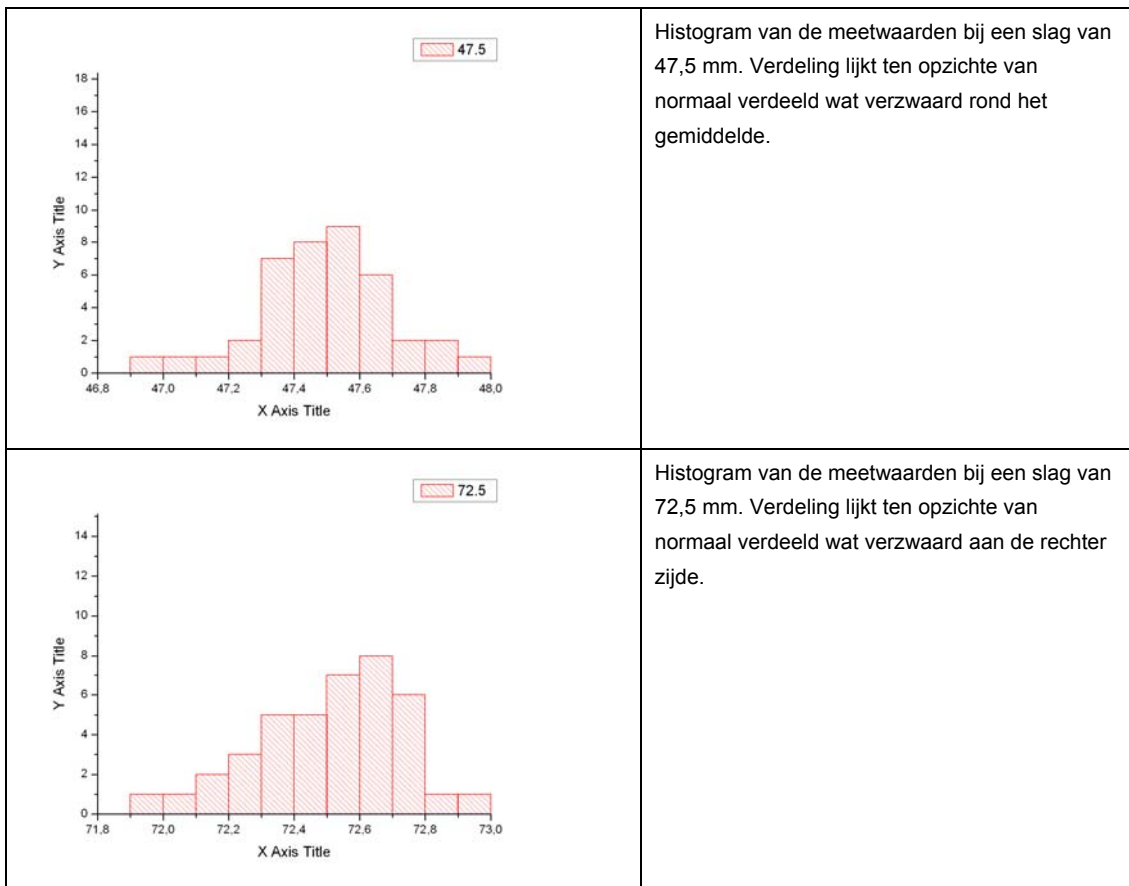
- x Meetwaarde
- μ Gemiddelde
- n Aantal waarden

De standaarddeviatie uit de metingen is 0,2 mm. Uit het feit dat de standaarddeviatie voor alledrie de slagen ongeveer even groot is wordt geconcludeerd dat de ruis niet 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 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 worden gewerkt als veilige en afleidbare keuze.

Om de verdeling te visualiseren zijn een aantal histogrammen gemaakt.





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.

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

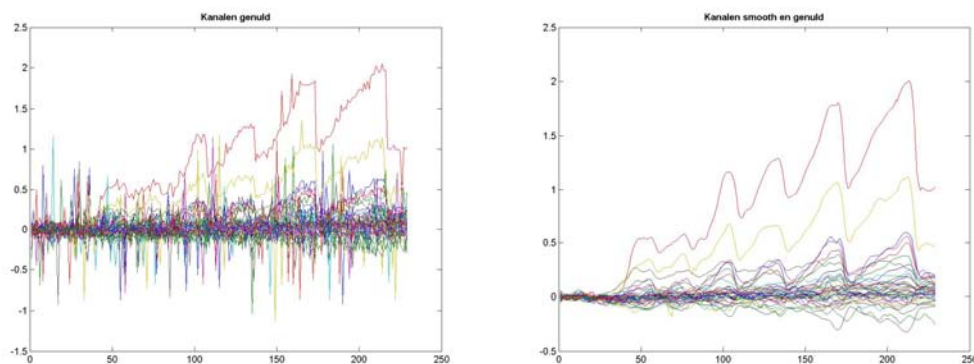
Conclusie

De LT's zijn uniform en lineair. Ze meten met een nauwkeurigheid van 1 mm ($\pm 0,5$ mm) in 98,8 procent van de gevallen. De omrekening van spanning naar afstand moet met de volgende factor gebeuren: $1 \text{ mm} \approx 0,04773 \text{ volt}$.

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:

- 1) 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.
- 2) 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 4-2 Ongefilterd en gefilterd meetresultaat (van proef SPAS2, zie hoofdstuk 7 Resultaten Schuifproeven)

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 10x) 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.

4.2.2 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 LT's nodig is. Nu 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.

Er worden druksensoren van Druck gebruikt met typenummer PTX1400. Deze leveren een stroomsignaal dat met een ingebouwde weerstand wordt omgezet naar een voltage.

In het hydraulische systeem is ook een analoge manometer van de fabrikant Enerpac opgenomen. De vijzel wordt in een drukbank gezet, waarmee de kracht die de vijzel levert kan worden gemeten.



Foto 4-5 Opstelling testen druksensoren

Op Foto 4-5 Opstelling testen druksensoren 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 ónder de computer monitor en toetsenbord, bóven de rode knop.

De manometer heeft volgens de opgave 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 dan bij de LT's. Er zijn maar drie sensoren. Daardoor zijn er minder metingen te vergelijken (steeds 3) en dat is te weinig voor een statistische uitspraak als bij de LT's. Uitgaande van de gegarandeerde lineariteit worden alle metingen gebruikt om de vaste omrekeningsfactor te bepalen.

Methode

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.

Resultaten:

Load A								
Bar	0	100	200	300	400	500	600	StdDev
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
Load B								
Bar	0	100	200	300	400	500	600	StdDev
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
Load C								
Bar	0	100	200	300	400	500	600	StdDev
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

Tabel 4-3 Resultaten toetsen druksensoren

De standaarddeviaties zijn erg klein (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 spanning en de druk. 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 dan de oppervlakte van de zuiger berekend.

Spanning - Druk

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.

Rij	Waarde
Druk	De druk op de manometer
A spanning -1 B spanning -1 C spanning -1	Voltagestep min startwaarde (1). De voltagestep 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

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

Tabel 4-4 Druk-kraft gemeten

Conclusie:

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

In het vak rechts van de 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.

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.

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

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

Tabel 4-5 Spanning - druk gemeten

Conclusie:

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

In de conclusie 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 inch². Vermenigvuldigd met 25,5² geeft dit 3051,5 mm². 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 met eigen werk onderbouwd kan worden.

De metingen zullen plaatshebben tot een belasting van ongeveer 70 kN. Als dezelfde zekerheidsgrenzen als voor de LT's worden aangehouden (2,5 x de standaarddeviatie), dan worden deze grenzen met 98,8 % zekerheid niet overschreden.

De onzekerheidsgrenzen zijn dan:

$$\pm 2,5 \times 70 \times 0,0104 = \pm 1,82 \text{ kN met een zekerheid van } 98,8\%.$$

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.

Conclusie

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

	Waarde	Standaarddeviatie	Variatiecoëfficiënt * [%]
Spanning - Druk	149,1 [bar/V]	1,557	1,04%
Druk - Kracht	0,3057 [kN/bar]	0,00337	1,10%
Spanning - Kracht	45,60 [kN/V]	0,476	1,04%

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

Tabel 4-6 Omrekenfactoren bij meetapparatuur

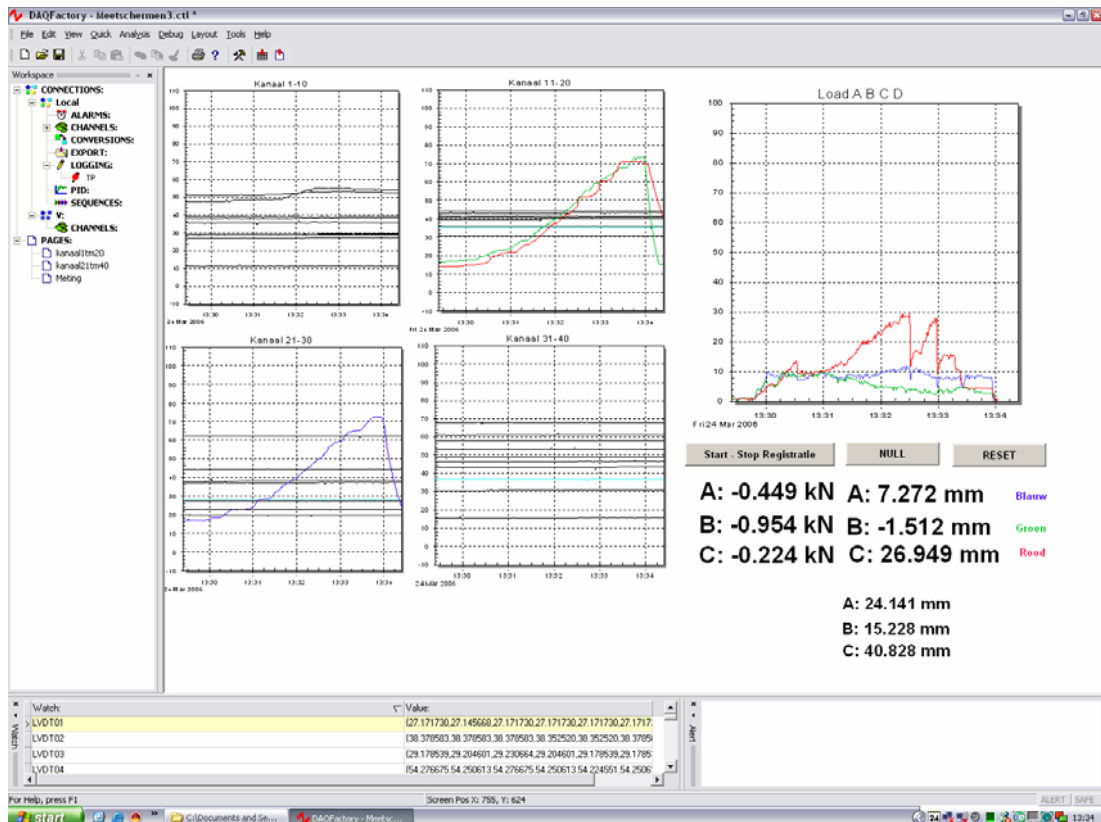
Achteraf zijn is de spannings-druk factor omgerekend naar de oppervlakte van de zuiger. Vergeleken met de opgave van de fabrikant wijkt deze -0,18 procent af. Aangezien de methodiek voor de bepaling van de andere factoren niet anders is geweest zal de betrouwbaarheid van de factor hoog zijn.

4.3 Beschrijving software

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

Omdat de proeven worden gestuurd op de gegevens die worden gemeten, moeten de resultaten van enkele sensoren direct beschikbaar zijn. Hiervoor moeten de voltage's meteen 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 vervormingscriterium in de gaten te houden. Hiertoe is een null-knop gemaakt die een aantal tijdelijke variabelen aanmaakt. Deze variabelen fungeren tijdelijk als null meting. Deze handelingen hebben geen invloed op de logfile en zijn alleen noodzakelijk om de meting goed te kunnen uitvoeren en controleren.



Figuur 4-3 Voorbeeld meetscherm (van proef TA19)

In het meetscherm zijn de volgende elementen zichtbaar:

- 4 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.

4.4 Sensorindeling

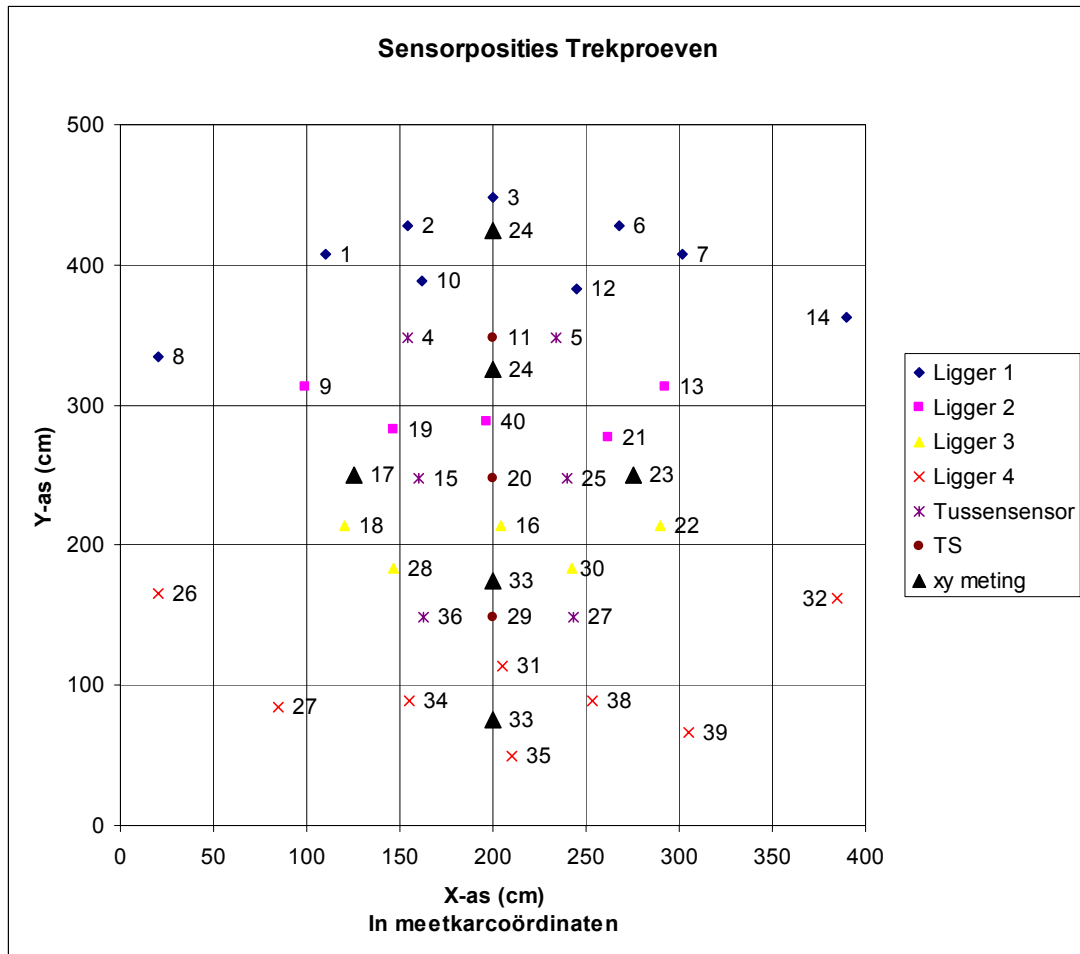
4.4.1 Trekproeven

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.

Hierna volgt de indeling zoals deze voor het gros van de metingen geldt.



Figuur 4-4 Sensorindeling trekproeven (nummering rechts m.u.v. 14 en 32)

Sensor 8, 26, 14 en 32 staan vlak bij de buitenste vijzels van de kar. Dat is de afbakening van het onverstoorde gebied. Theoretisch zouden hier geen verplaatsingen mogen worden gemeten, anders is het meetframe verschoven. 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.

De tussensensoren zijn met een hulpportaal onder de stalen kar gepositioneerd en de met "TS" aangeduide sensoren zijn diegene 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 als de rest. De TS sensoren meten de verplaatsing van het verankeringsdraadeind. De vervorming van de meetkar is niet van invloed, de rek van het verankeringsdraadeind wel (<0.1mm)

Het sensorgrid is ook in tabelvorm beschikbaar (coördinaten in cm):

Ligger	Sensor	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
2	8	20	335
	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

	Aan Portaal	X	Y
Vak	Sensor		
2	5	234	348
2	4	154	348
3	15	160	248
3	25	240	248
4	36	163	149
4	37	243	149
	Op treksteen		
Vak	Sensor		
2	11	200	348
3	20	200	248
4	29	200	149
	X-Y-metingen		
	Sensor		
	17	Links	
	23	Rechts	
	24	Boven	
	33	Onder	

Tabel 4-7 Sensorindeling trekproeven

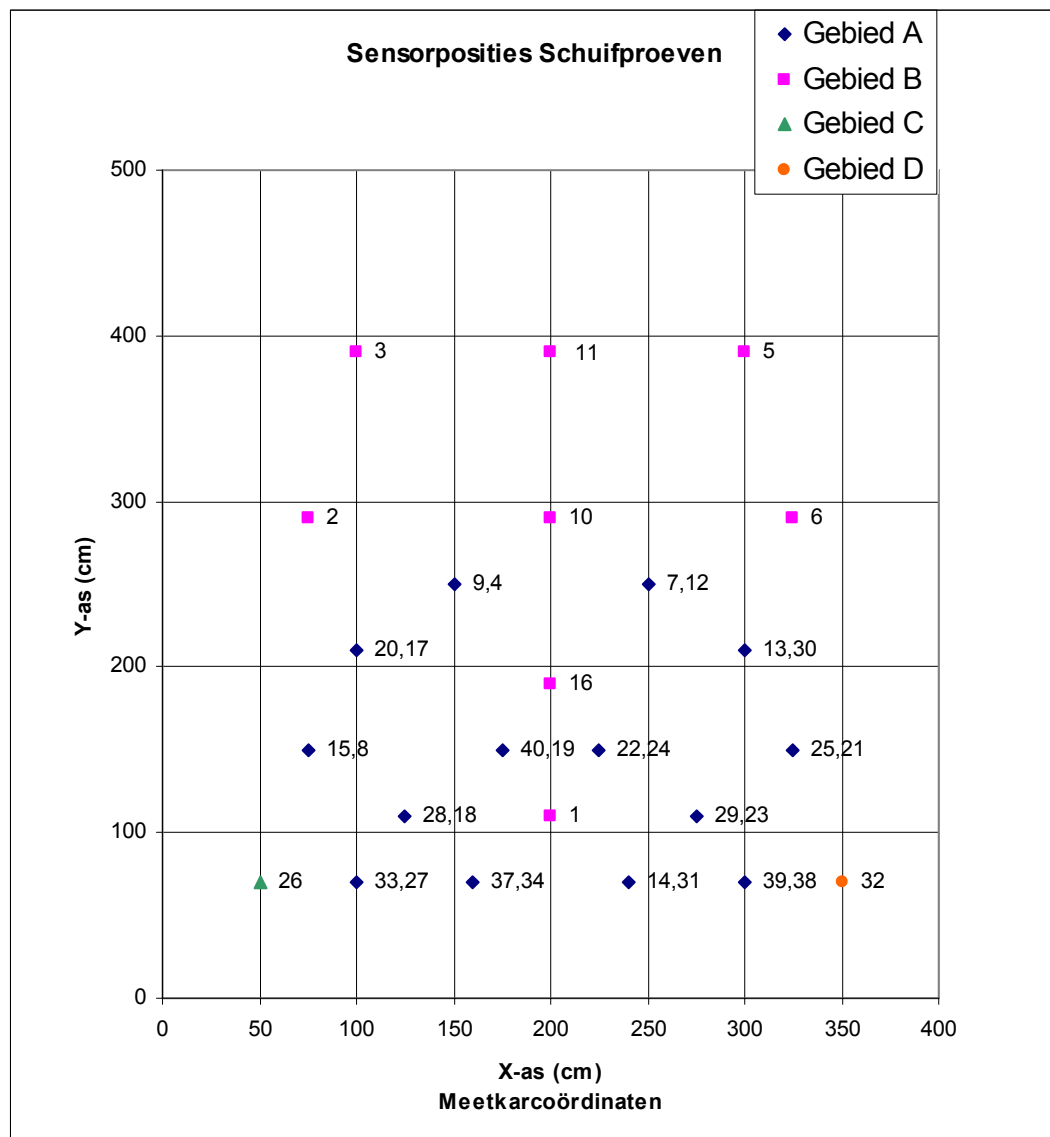
De treksteensensoren zijn ook aan de betreffende vijzel te koppelen. Dan geldt de volgende relatie:

Sensor	Vijzel
11	C
20	B
29	A

Tabel 4-8 Sensor - vijzelcombinatie trekproeven

4.4.2 Schuifproeven

Voor de schuifproeven is het meetframe geheel opnieuw ingedeeld. De belasting vindt aan de onderzijde van het frame plaats ($y=50$). Daarom is de sensordichtheid hier veel hoger. Gedurende de proeven is het sensorveld niet aangepast. Alle metingen zijn dus met eenzelfde sensoropstelling verricht.



Figuur 4-5 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 én 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. (Coördinaten in cm)

Gebied	Sensor X	Sensor 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
Contrasensoren	35	36		

Tabel 4-9 Sensorindeling schuifproeven

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 ervandaan. De contrasensoren 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.

4.5 Procedure Trekproeven

Om de beschrijving van de proeven te volgen is het inzichtelijk een overzicht van de opstelling bij de hand te hebben. Hiervoor dienen de volgende twee foto's:

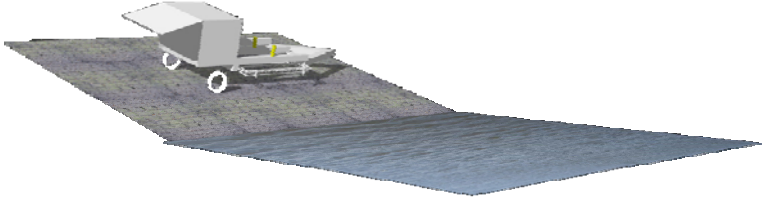
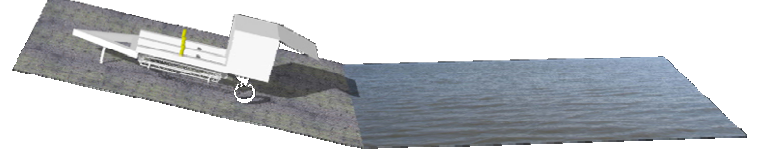


Foto 4-6 Opstelling trekproeven: driesteens horizontale proeven in Bath



Foto 4-7 Opstelling trekproeven: verticale en enkelsteens proeven

De opstelling zoals die hierboven gefotografeerd is geldt voor alle locaties en proeven. Hiermee zijn er slechts twee oriëntaties van de meetkar t.o.v. de dijk gebruikt:

Positie	Meting
	Driesteens verticaal en enkelsteens proeven
	Driesteens horizontale proeven

Tabel 4-10 Standaardopstelling trekproeven

De onderstaande stappen zijn aan de orde zijn 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 reeds chemische ankers aangebracht, voorzien van een schroefhuls met inwendige draad M16.
- De LT'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 stempelvizels aan de uiteinden van de samengestelde stalen liggers uitgedreven totdat deze de steenzetting raken. Vervolgens wordt de hydraulische druk per vizel 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 LT's enigszins worden ingedrukt.
- Op de laptop wordt gecontroleerd of alle sensoren contact met de zetting maken. Zondig 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 standaard gegevens 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 vervormingsgestuurd verricht, de enkelsteens cyclische metingen worden krachtsgestuurd verricht. Bij de driesteens proeven worden de drie vervormingen dus gelijk gehouden. Voor de andere proeven zijn noch kracht, noch vervormingsgestuurd. Deze worden simpelweg 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 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.

Naast deze hoofdbezigheden wordt ook nog aandacht besteed aan de mate van voegvulling van de zetting. Deze wordt tussen de bovenstaande bedrijven door gedaan.

4.6 Procedure Schuifproeven

Overzicht opstelling:



Foto 4-8 Opstelling schuifproeven (voorbeeld Poortvliet, proef smal en laag)



Foto 4-9 De sparingen (tussen betonplex en textiel wordt beton ingegoten):

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

- De steenzetting wordt plaatselijk opengebroken zoals beschreven in §3.3.2
- 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 LT's hangen aan het frame op een vooraf vastgestelde plaats.
- De meetwagen wordt precies voor de sleuf gereden. Er wordt aandacht aan besteed de sensoren en de verfstippen precies uit te lijnen.
- 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 LT'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 LT'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.

Tijdens deze proefnemingen worden monsters verzameld voor de beoordeling van de toplaagelementen en de granulaire laag zoals beschreven bij de doelstellingen in hoofdstuk 3.1.

4.7 Typenummers en foto's

Ter informatie zijn de gebruikte gereedschappen benoemd. Voor het overzicht zijn ook nog wat foto's weergegeven.

4.7.1 Meetgereedschap

www.druck.com
Druksensoren PTX1400

www.gefran.com
Verplaatingsensoren 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.




www.mitutoya.com
Eindmaten voor ijking LT's. Afdeling Amerika.

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

www.enerpac.com
Hydraulisch systeem

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

4.7.2 Foto's

	<p>De LT'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.</p>
	<p>LT's worden met steunen aan het aluminium vakwerk bevestigd. De steunen zijn 10, 30 en 50 cm lang. De LT's kunnen dus steeds h.o.h. 20 cm worden geplaatst.</p>
	<p>Voorraanzicht meetopstelling. Eén vijzel is geplaatst. Het meetframe, het belastingsframe c.q. kar en het meethuisje zijn zichtbaar.</p>



Verzamelkast voor signaaldraden van de LT's. Er zijn 40 ingangen voor LT sensoren en nog eens 4 om hydraulische druk te meten. Alle data wordt uiteindelijk via een USB aansluiting op een laptop geregistreerd.

Tabel 4-11 Foto's algemeen

Trekproeven



De meetkar in Bath. Om de vijzels heen is een dubbele portaalconstructie gemaakt om de sensoren tussen de UNP profielen van de kar de kunnen steken en om óp het draadeind te kunnen meten. Hiermee kunnen de verplaatsingen van de treksteen en de naburige stenen worden gemeten.






Aanzicht van het portaal dat de treksteen sensoren draagt. Ook gaan er staande profielen tussen de stalen draagbalken heen. Aan deze staanders is ook een sensor bevestigd.

	<p>De meetkar in Sluis</p>
	<p>De meetkar in Poortvliet</p>
	<p>Sensoren op de zetting in Bath</p>

Tabel 4-12 Foto's trekproeven

Schuifproeven

	<p>Vijzels in zetting. Meetframe en kontrasensoren zichtbaar. Meting in Poortvliet, proef S1</p>
	<p>Delfde opstelling, maar dan in Sluis, proef S1.</p>
	<p>Klaarliggend meetgat, proef B2 in Bath. In het gat is reeds het stalen drukframe aangebracht waar de vijzels tussen worden geplaatst.</p>

Tabel 4-13 Foto's schuifproeven

5 RESULTATEN LABORATORIUMPROEVEN

Enkele eigenschappen van de zetting zijn in het laboratorium vastgesteld. Dit is ná de schuifproeven gedaan, omdat het op dat moment het eenvoudigst is de materialen te verzamelen. De resultaten zijn echter van belang voor de verwerking van alle proeven.

5.1 Inleiding

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

- Soortelijk gewicht van losse steen
- Beton sterkteklasse
- Wrijvingsfactor steen op steen, verweerd en schoon
- Type en korrel D₁₅ voegmateriaal
- Type, korrel D₁₅ 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 is er onderscheid te maken tussen inwas en filtermateriaal. Het filtermateriaal is uit de sleuf van de schuifproeven genomen. Het inwas materiaal is een fractie kleiner en is aan de teen van de zetting geraapt. Dit monster is ook enigszins verweerd (verkleurd). Er zijn twee Basaltonzuilen meegenomen uit Sluis. Monstercode voor deze zuilen: 1 en 2.

In Poortvliet was het niet mogelijk een goed monster te nemen. Door “stormschade” (zie hoofdstuk 7) is er veel (>5 m³) grind aangebracht n enkele tientallen Basalton zuilen om de zetting te repareren. Deze steenfractie is onherroepelijk door het monster gekomen. De zuilen waren ook niet te onderscheiden tussen nieuw en zettingseigen. Er is zo goed mogelijk geprobeerd toch een goed monster te nemen. Dit is gedaan op het oog: de filterlaag is oorspronkelijk van onafgerond bont grind gemaakt. Inwasmateriaal is niet los aangetroffen. Er zijn twee Basalton zuilen meegenomen uit Poortvliet. Monstercode 3 en 4.

In Bath is dit wel mogelijk is een monster uit de sleuf van de schuifproef te nemen. Het inwasmateriaal is in dat monster vermengd, maar dal uit een dermate kleine fractie bestaan dat deze na zeven te onderscheiden is van de filterlaag. 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 volgende eigenschappen zijn in het laboratorium vastgesteld:

monstercode	locatie	massa [g]		volume [m ³]	volumieke massa [g/m ³]	Gemiddelde	Hoogte [m]
		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

Tabel 5-1 Soortelijk gewicht

5.3 Wrijvingsfactoren en Elasticiteitsmoduli

Locatie	Meting	Wrijvingskr. Fw/max [N]	Normaalkr. Fn [N]	Wrijvingscoeff. [-]	Wrijvingskr. Fw/bep [N]	Wrijvingscoeff. [-]	E-modulus
							[N/mm ²]
Sluis	1.	122,6	255,1	0,48	107,0	0,42	38900
	2.	132,2	255,1	0,52	117,0	0,46	33300
	gem.:			0,50	gem.:	0,44	34500
Poortvliet	1.	78,1	176,6	0,44	65,0	0,37	24600
	2.	87,9	176,6	0,50	73,0	0,41	28700
	gem.:			0,47	gem.:	0,39	30800
Bath	1.	386,7	441,5	0,88	343,0	0,78	
	2.	372,7	441,5	0,84	325,0	0,74	

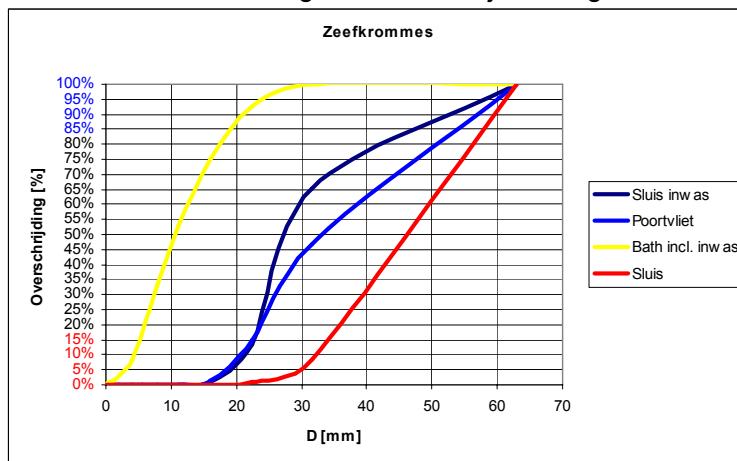
Tabel 5-2 Wrijvingsfactoren en elasticiteitsmoduli

5.4 Zeven

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	0,5		4,2		2,7		938,2	
zeer fijn								
%								

Tabel 5-3 Zeefanalyse.

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



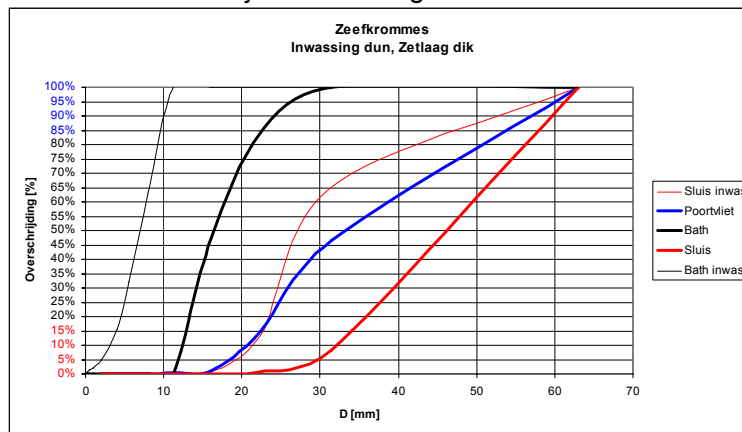
Figuur 5-1 Zeefkrommen. Bath ongesplitst.

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:

Bath gesplitst [mm]	Zetlaag [%]	Inwassing
31,5	0,0	
22,4	15,8	etc
16	52,6	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

Tabel 5-4 Zeefanalyse Bath gesplitst

De zeefkrommen zijn dan als volgt:



Figuur 5-2 Zeefkrommen.

De kerneigenschappen zijn:

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

Tabel 5-5 Kerneigenschappen Zeefanalyse

6 RESULTATEN TREKPROEVEN

De resultaten van de proeven worden in dit hoofdstuk weergegeven. Voor de volledige resultaten database is een digitaal archief gemaakt (Bijlage 7). Per locatie worden de resultaten besproken. Hierbij worden allereerst verplaatsingsgrafieken gemaakt. Deze vormen het belangrijkste resultaat van de proeven. In de doorsneden van deze grafieken zou de theoretische klokvormige vervorming uit §3.4.5 naar voren moeten komen. Daarna komen ook de kracht-weg diagrammen en de vlak (of xy) metingen aan bod. Tenslotte wordt de inwasbeoordeling besproken.

6.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt het presentatie formaat 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 belasting-tijd grafiek. Met die eerste kan worden gezocht naar een plaatmodel dat die grafiek kan worden "gefit". De laatste kan in datzelfde model de belastingen beschrijven. Omdat de meeste grafieken ook nog op verschillende tijdstappen gemaakt kunnen worden zijn er zeer veel grafieken gemaakt (ca.10.000). Alleen representatieve figuren 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. Voorts kunnen de grafieken per tijdstap worden gemaakt en als figuur worden opgeslagen. Tenslotte kan dat gehele proces worden geautomatiseerd met scripts.

Alvorens de voorbeeld grafieken te beschrijven moeten twee speciale eigenschappen van de beproefde steen: het slippen en het springen, nader worden gespecificeerd.

Springen. Een deel van de stenen, iets minder dan de helft, zal bij toenemende belasting een of meerdere malen springen. Op dat moment is de belasting groter dan de randwrijving kan overbrengen en schiet de steen een stuk uit de zetting (orde grootte 5 mm). Hierbij neemt de belasting snel af zodat de steen niet doorschiet. In de meeste gevallen kan de belasting hierna weer worden opgebouwd, soms zelfs tot boven de eerdere spronglast.

Oorzaak van dit gedrag lijkt een verschil tussen de statische en kinetische wrijvingscoëfficiënten zijn. Hierdoor reageert de steen op een met stick-slip te vergelijken wijze. Het is echter niet uit te sluiten dat geometrische eigenschappen een rol hebben gespeeld: bij een excentrisch of niet evenwijdig aan de normaallijn getrokken steen kan deze zich vast wippen. Het gedrag is dan hetzelfde, alleen bezwijkt de steen niet per definitie op randwrijving.

De stenen springen maximaal drie keer en vervallen dan vaak tot slippen.

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 slijpt dan en de 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 vergaande verplaatsing afneemt. Dit kan verklaard worden door de verminderde randoppervlakte als de steen uit de zetting steekt en 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.

Stenen die niet slippen en/of springen vertonen een dermate wisselend gedrag dat deze niet zijn in te benoemen.

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 hebben op het vervormingsbeeld een versturende invloed. Tijdens het opvoeren van de belasting zullen deze stenen namelijk springen of slippen ten opzichte van de omliggende stenen. Het falen van de getrokken steen is een faalmechanisme dat niet met deze proeven wordt onderzocht en moet worden weggefilterd. Er zijn daarom van alle grafieken twee versies: een mét treksteen en een zonder.

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 graden 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:

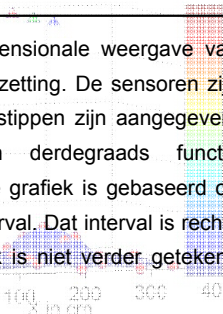

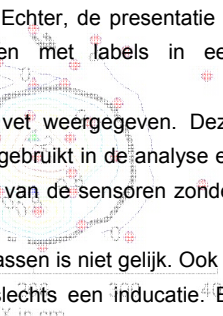
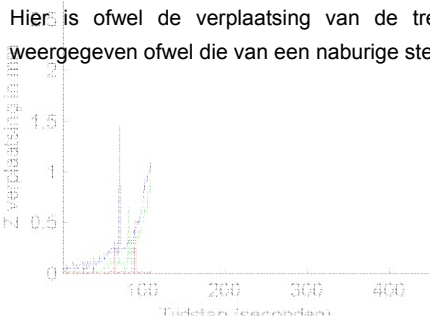
- Stap 1. Inlezen ruwe meetgegevens en sensorlocatie en verzamelen. Deze gecombineerde bestanden zijn "Verzamelingproefcode.xls" genoemd. Alle data, éxclusief de xy metingen, zijn daarin verzameld.
- Stap 2. Maken xy grafieken (gesplitst in enkel en driesteens variant). Alle bewerkingen worden via een overkoepelend script aangeroepen.
- Stap 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. Als a, maar zonder de vervormingen van de treksteen
 - c. Doorsneden langs de hoofdasen door het centrum van de proef en een kracht-weg diagram.
 - d. Als c, maar zonder de vervormingen van de treksteen
- Stap 4. Tenslotte worden van alle proeven en van alle proefgroepen kracht-weg diagrammen gemaakt. Deze zijn ook weer opgedeeld in een enkelsteens en een driesteens methode.

De geproduceerde grafieken zijn:

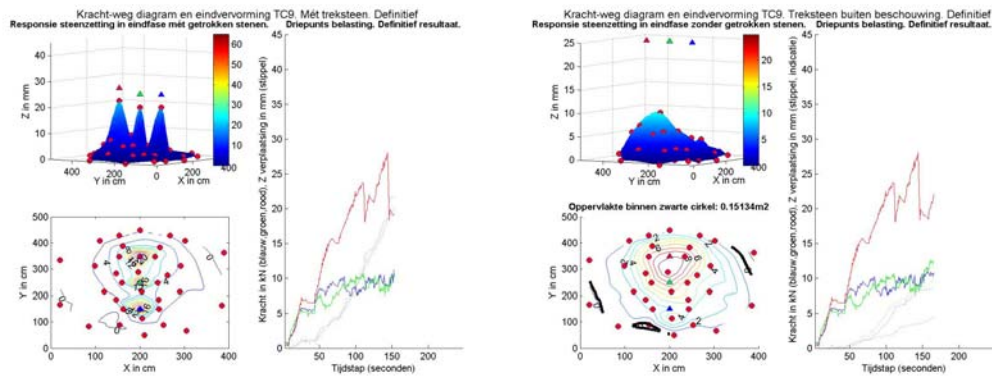
- Grafiek 1 3D vervormingsvlak en kracht-tijd met verplaatsing-tijd diagram
- Grafiek 2 Doorsneden van de 3-D vervormingsvlakken met kracht-weg diagram
- Grafiek 3 xy-metingen (4 per meting) met kracht-tijd diagram
- Grafiek 4 Kracht-weg diagrammen

Grafiek 1, 2 en 4 bestaan ook zónder treksteen.

De belangrijkste grafieken zijn de kracht-tijd en de verplaatsings-tijd 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.

<p>Titelgebied. Hier is de meetcode (bijvoorbeeld TA1) en of de treksteen al of niet wordt meegerekend weergegeven.</p>	
<p>Vervormingsvlak. 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>Belasting. Hier zijn de krachten af te lezen. De grafiek loopt niet verder dan de tijdstap waarop de twee linker grafieken gelden.</p> 
<p>Contourdiagram. 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. Let op: de schaal van beide assen is niet gelijk. Ook is de berekende ooppervlakte slechts een indicatie. Bij een ongelusoten lus geldt deze niet meer.</p> 	<p>Verplaatsingen. Verplaatsingen. Hier is ofwel de verplaatsing van de treksteen weergegeven ofwel die van een 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 6-1 Vervorming van steenzetting. Links met treksteenvervorming (3a), rechts zonder (3b). Let op, de vervormingsschalen (z-assen) verschillen.

De grafiek uit Figuur 6-1 zal voor alle metingen worden gemaakt op iedere vierde tijdstap (1, 5, 9, 13...). De vervorming van de zetting kan gemakkelijk worden afgelezen, net als de bijbehorende krachten.

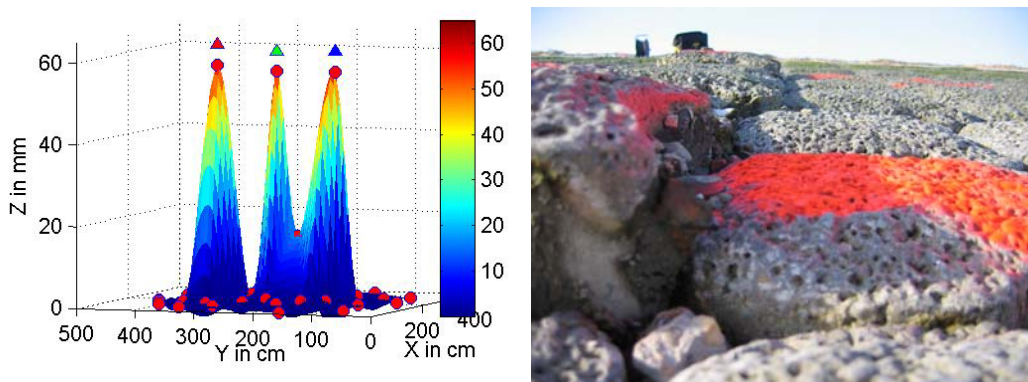
In de presentatie in dit rapport zullen vooral de resultaten zónder de invloed van de getrokken stenen worden weergegeven.

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 vervormingscurve de theorie beter benaderen: een combinatie van een verdeelde belasting en een puntlast geven een vervormingscurve 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.

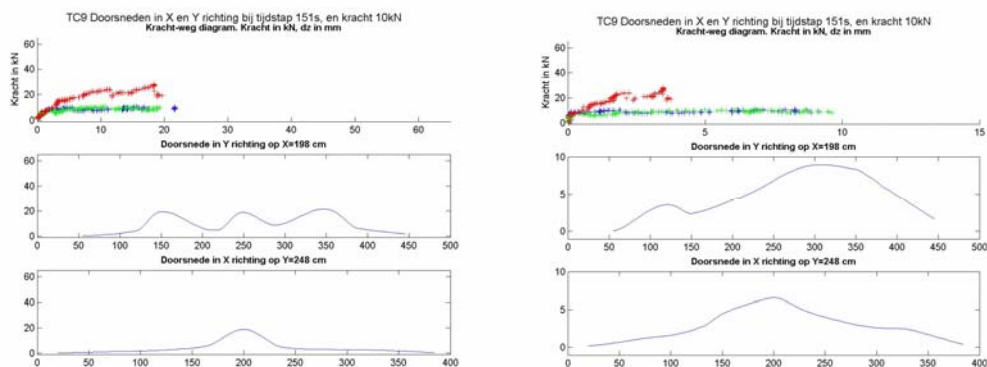
Discrete afwijkingen die ontstaan door losse stenen worden in principe niet geregistreerd. Bij proef TA20 is een rij stenen omhoog gekomen tussen twee trekstenen (steen 39 en 40, midden en laag, groen en blauw). Dit blijkt wel uit de grafiek, echter niet discreet.



Figuur 6-2 Omhooggekomen stenenkolom bij proef TA20 (hoog punt tussen groene en blauwe vijzel (B en A))

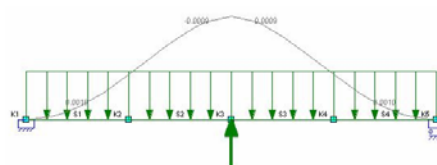
Voorafgaand aan het maken van de grafieken zijn sensoren waarvan bij voorbaat bekend is dat deze niet juist hebben gemeten, bijvoorbeeld losgekoppelde sensoren, uit de dataset gehaald. Dit is in de grafieken zichtbaar omdat op sommige plaatsen sensoren uit het grid zijn verwijderd. Bij TB16 is bijvoorbeeld de hele onderste sensorrij uit de dataset gehaald omdat daar met een verkleind meetframe is gemeten. Zie bijlage 8 voor een overzicht van verwijderde sensoren.F

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



Figuur 6-3 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.



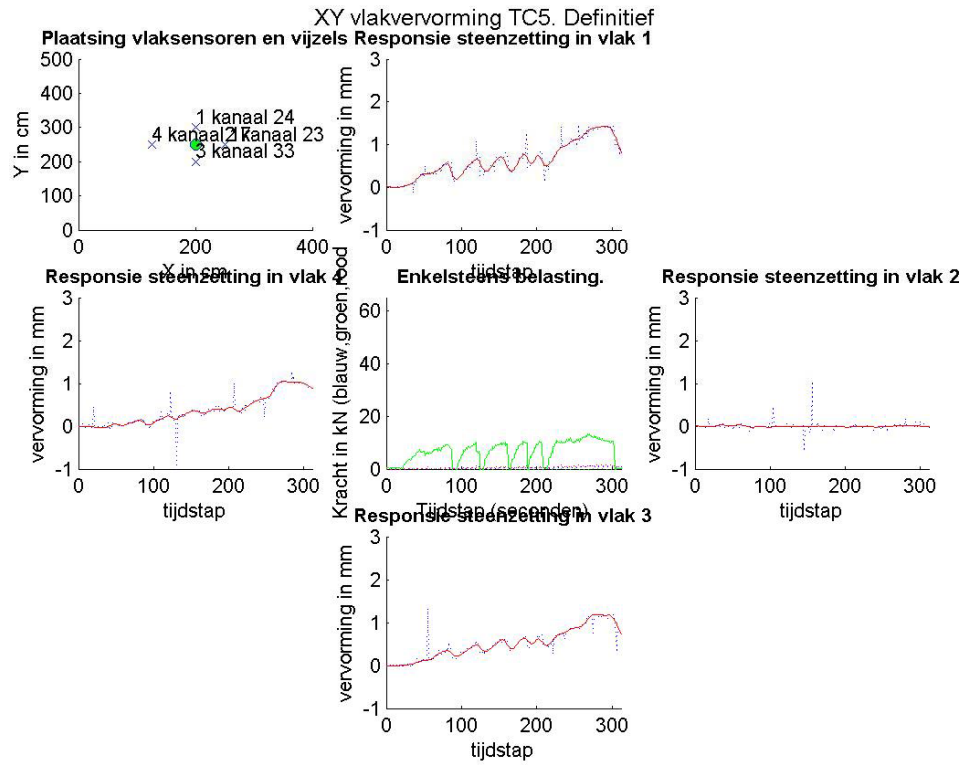
Figuur 6-4 Theoretische klokvormige vervorming bij enkelsteens belasting.

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 nadere analyse wel benaderend worden bepaald, door in de vlakvervormingsgrafieken een helling te bepalen. Zie Figuur 6-5.



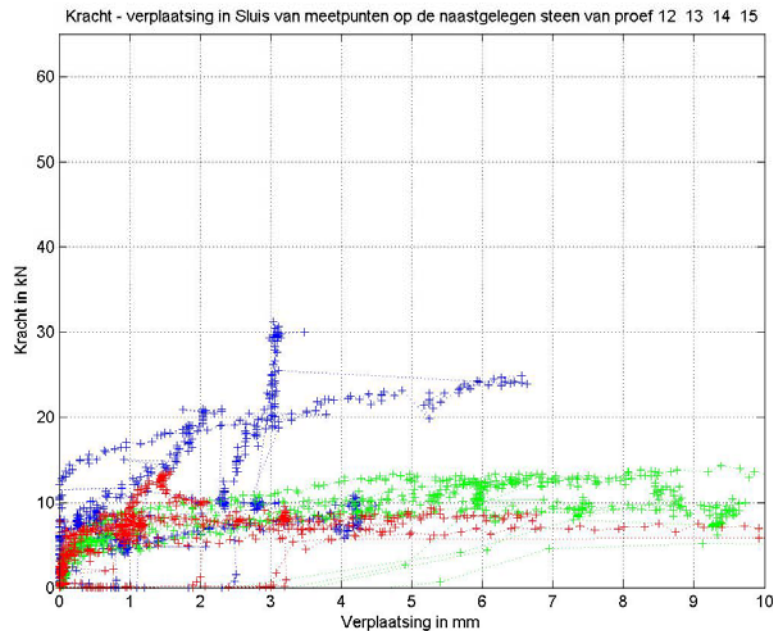
Foto 6-1 Meting van vervorming in het vlak van de zetting (XY meting)

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. Afgezien van de ruis (blauwe stippellijn) lijken de sensoren inderdaad een veel hogere nauwkeurigheid te bezitten als deze wordt benaderd met een trendlijn (rode lijn). Zelfs de cyclische belasting is goed in de metingen terug te zien.



Figuur 6-5 Vervorming van de zetting in zijn vlak. Positieve vervorming is steeds van de vijzels af.

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

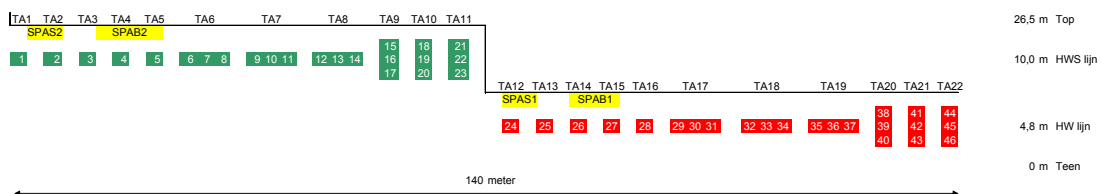


Figuur 6-6 Kracht-weg diagram van meting TC 12 13 14 en 15 (kleuren in overeenstemming met de vjzels) te Sluis. Alle stenen vertonen boven 7 kN slapper gedrag. Relatief stijve stenen springen bij een hogere kracht (bijvoorbeeld 21 kN, zie bovenste blauwe lijn). Grafiek uit stap 4.

6.2 Bath

6.2.1 Inleiding

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. In Bath is de volgende meetserie uitgevoerd:



Figuur 6-7 Meetserie Bath. Proef (TA code) en steennummers. Geel zijn de schuifproeven.

Per meetlijn zijn 5 stuks enkelsteens, 3 stuks driesteens horizontale en 3 stuks driesteens verticale trekproeven uitgevoerd. De groene stenen vormen de hoge meetlijn,

de rode stenen de lage. De plaats van de stenen op de zetting is in tabelvorm weergegeven.

	Van teen	Van Berm	NAP*	Getij
Hoog	10 m	16,5 m	3,4 m +NAP	Nét boven normaal HW
Laag	3,8 m	21,7 m	1,9 m +NAP	Op ¾ van het dagelijkse getijbereik

Tabel 6-1 Meetlijnen in Bath

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

Bath	HW	LW		Tidal Range
Springtij	361	-295	+NAP	656
Gemiddeld	274	-210	+NAP	484
Doodtij	148	-123	+NAP	271

Tabel 6-2 Getijderange in Bath

In Bath worden Hydroblocks van 35 cm dikte beproefd.



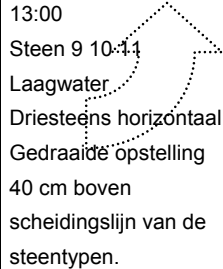
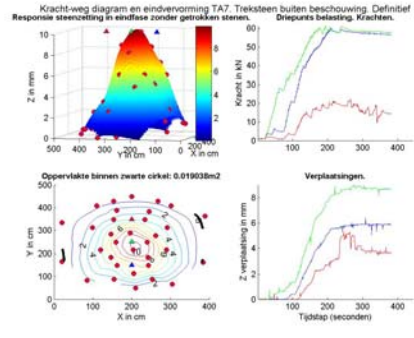
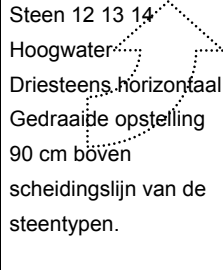
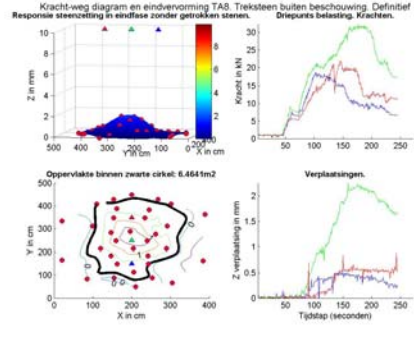
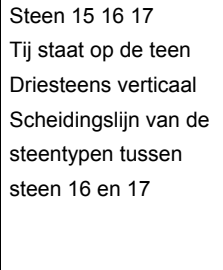
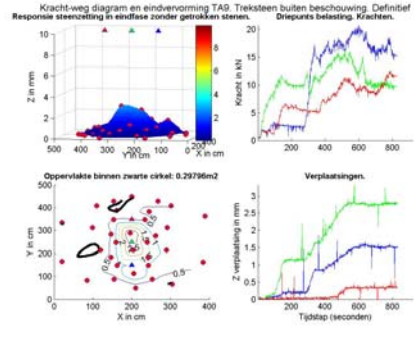
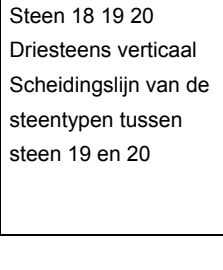
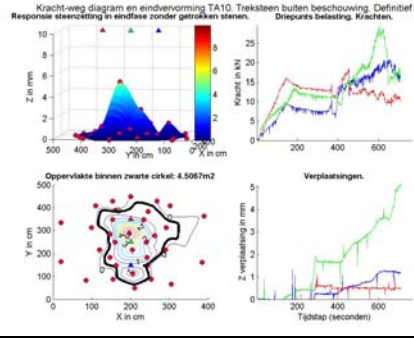
Foto 6-2 Hydroblocks in Bath. Hier proef 7 steen 10.

De zetting is relatief nieuw (uit 2002) en ligt er goed strak bij. De inwassing is overall 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.

6.2.2 Resultaten

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA1</p> <p>18-01-06</p> <p>12:15</p> <p>Steen 1</p> <p>Laagwater</p> <p>Enkelsteens</p> <p>Geen verplaatsingsensor op treksteen.</p> <p>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 eindenvorming TA1. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.1992m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TA2</p> <p>20-01-06</p> <p>09:15</p> <p>Steen 2</p> <p>Enkelsteens</p> <p>LT posities herzien</p> <p>Treksteenverplaatsing meetbaar</p> <p>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.</p> <p>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 eindenvorming TA2. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.11784m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TA3</p> <p>20-01-06</p> <p>10:22</p> <p>Steen 3</p> <p>Enkelsteens</p> <p>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 eindenvorming TA3. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.2686m²</p> <p>Verplaatsing.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<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.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.54171m²</p>
<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 eindvorming TA5. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0m²</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 eindvorming TA6. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 4.0935m²</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA7 23-03-06 13:00 Steen 9 10:1:1 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>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 krachtopbouw is redelijk gelijkmatig tot 20 kN, waarna de buitenste twee vijzels geen kracht meer opbouwen.</p>	
<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>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) vermeld. Deze gleed van de vijzel af.</p>	

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA11</p> <p>22-03-06</p> <p>15:02</p> <p>Steen 21 22 23</p> <p>Driesteens verticaal</p> <p>Scheidingslijn van de steentypen tussen steen 22 en 23</p>	<p>Bij de twee hoge vijzels 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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.38475m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TA12</p> <p>16-03-06</p> <p>09:50</p> <p>Steen 24</p> <p>Enkelsteens</p> <p>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 (<1mm).</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA12. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.8242m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TA13</p> <p>16-03-06</p> <p>11:15</p> <p>Steen 25</p> <p>Eb</p> <p>Enkelsteens</p> <p>Niet alle kanalen in gebruik</p>	<p>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>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA13. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.0097887m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TA14</p> <p>16-03-06</p> <p>11:48</p> <p>Steen 26</p> <p>Enkelsteens</p>	<p>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.</p>	<p>Geen meetgegevens. Waarneming:</p> <p>F</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>17</p> <p>tijd</p>
<p>TA15</p> <p>16-03-06</p> <p>12:50</p> <p>Steen 27</p> <p>Enkelsteens</p> <p>Niet alle kanalen in gebruik</p>	<p>Bij proef 15 wordt relatief weinig kracht opgebouwd. Bij 12 kN slijt de steen al, waarna de kracht gelijk blijft. De verplaatsing van de naburige stenen is klein.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA15. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.0447m²</p> <p>Verplaatsing.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA16</p> <p>16-03-06</p> <p>13:25</p> <p>Steen 28</p> <p>Enkelsteens</p> <p>Niet alle kanalen in gebruik</p>	<p>Deze steen bouwt kracht op tot 20 kN. Daarna slijt hij op gelijke wijze als bij TA15. De verplaatsing van naburige stenen loopt tot 2 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA16. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.5995m²</p>
<p>TA17</p> <p>23-03-06</p> <p>17:50</p> <p>Steen 29 30 31</p> <p>Opkomend tij op 1/4</p> <p>Driesteens horizontaal</p> <p>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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 4.4143m²</p>
<p>TA18</p> <p>23-03-06</p> <p>17:30</p> <p>Steen 32 33 34</p> <p>Opkomend tij op 1/2</p> <p>Driesteens horizontaal</p> <p>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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.1949m²</p>
<p>TA19</p> <p>24-03-06</p> <p>13:29</p> <p>Steen 35 36 37</p> <p>Driesteens horizontaal</p> <p>Gedraaide opstelling</p>	<p>Allerdrie 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 eindvorming TA19. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.9498m²</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TA20</p> <p>22-03-06</p> <p>16:00</p> <p>Steen 38 39 40</p> <p>Opkomend tij</p> <p>Driesteens verticaal</p> <p>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 meetfout beschouwd. Maximaal treedt een verplaatsing van 15 mm op. Een omhooggetrokken kolom stenen komt in de metingen terug.</p> <p>Zie figuur 6.2</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TA20. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.3017m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TA21</p> <p>23-03-06</p> <p>14:39</p> <p>Steen 41 42 43</p> <p>Laagwater</p> <p>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 eindvorming TA21. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 5.3499m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TA22</p> <p>23-03-06</p> <p>15:35</p> <p>Steen 44 45 46</p> <p>Einde laagwater</p> <p>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 eindvorming TA22. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 4.2177m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>

Tabel 6-3 Beschrijving trekproeven Bath

6.2.3 Weersomstandigheden

Weersomstandigheden tijdens de proefnemingen (eigen waarnemingen)

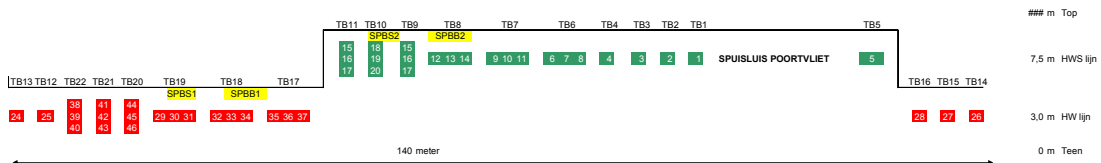
Datum en tijd	18-01-2006 12:00	20-01-2005 10:00	16-03-2006 11:00	22-03-2006 11:00	23-03-2006	24-03-2006
Eigenschap	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving
Wind	4	5	3 – toenemend	3	3	4
Temperatuur	7	8	3-5	6	7	7
Neerslag	0	0	0	0	0	Buitjes met weinig water
Zicht	Grijze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

Tabel 6-4 Weersomstandigheden bij trekproeven in Bath

6.3 Poortvliet

6.3.1 Inleiding

De zetting in Poortvliet is als laatste beproefd. De meetserie heeft plaatsgevonden in april 2006 van dag 18 tot 21. De volgende meetserie is uitgevoerd:



Figuur 6-8 Meetserie Poortvliet. Proef (TB code) en steennummers. Geel zijn de schuifproeven.

De geplande metingen zijn in aantal gelijk aan Bath. De groene stenen vormen de hoge meetlijn, de rode stenen de lage. De plaats van de stenen op de zetting is hieronder in tabelvorm weergegeven.

TB5 wordt rechts van de spuisluis uitgevoerd omdat deze in eerste instantie bij de losblok proef werd afgekeurd. Er was toen geen ruimte meer tussen TB5 en TB6 voor een nieuwe proef.

TB16, 15 en 14 worden rechts van de spuisluis uitgevoerd omdat de zetting links van TB13 in een bocht ligt.

	Van teen	Van Berm	NAP*	Getij
Hoog	7,5 m	9,1 m	2	Dagelijks net onder
Laag	3 m	13,6 m	0,76	Dagelijks onder op ¼ van HW

Tabel 6-5 Meetlijnen in Poortvliet

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

Bergse Diepsluis West	HW	LW		Tidal Range
Springtij	223	-208	+NAP	431
Gemiddeld	178	-153	+NAP	331
Doodtij	91	-92	+NAP	183

Tabel 6-6 Getijderange in Poortvliet

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 ingegoten zettingsdelen zijn hier getuige van.


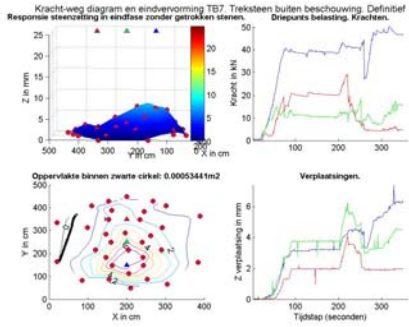
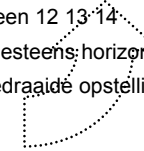
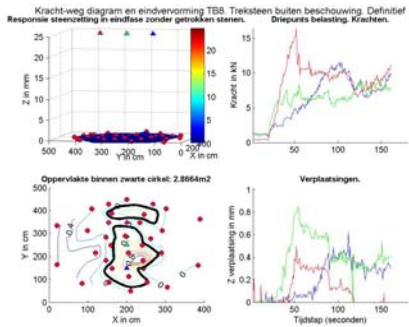
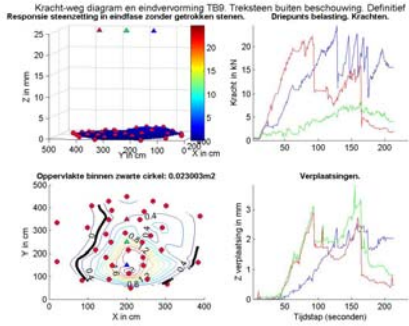
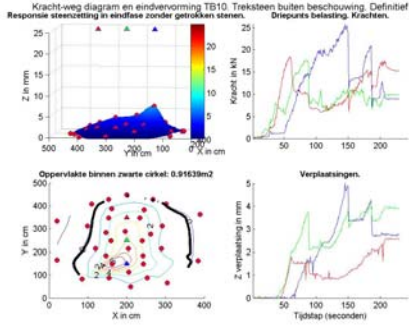


Foto 6-3 Basalton zuilen in Poortvliet

6.3.2 Resultaten


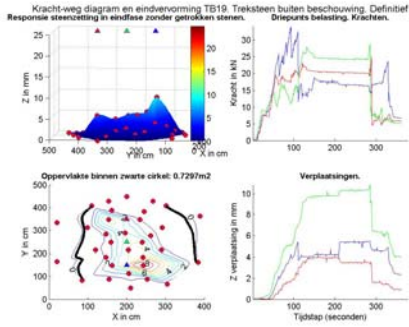
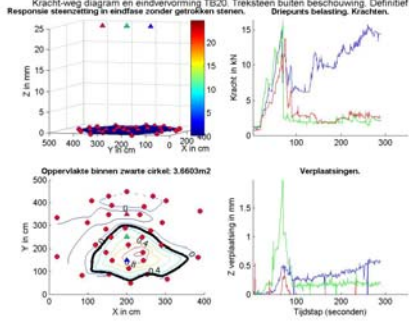
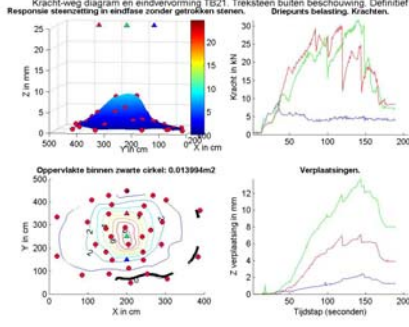
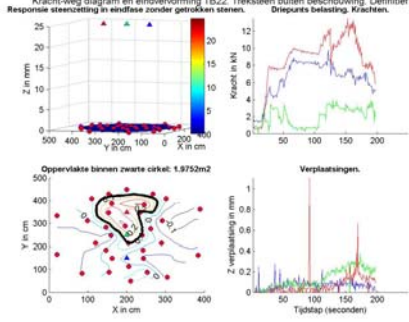
Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB1 19-04-06 11:20 zakkend tij op ½ Steen 1 Enkelsteens Sensor 25 op elastiek Sprong 35kN Slip 10 kN</p>	<p>De steen kan een maximale kracht van 35 kN opnemen. Dan springt de steen. Er wordt nogmaals kracht opgebouwd, nu tot 30 kN, waarna de steen nogmaals springt. Hierna slijt 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 Responsie steenzetting in eendfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting, Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.9949m2</p> <p>Verplaatsing</p>
<p>TB2 19-04-2006 10:48 zakkend 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 Responsie steenzetting in eendfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting, Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.8124m2</p> <p>Verplaatsing</p>

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 Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 5.934m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<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 word 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 Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.4007m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<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 Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.7114m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<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: 0.13873m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<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: 0.00053441m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TB8 21-04-2006 12:07 Zakkend tij op ½ Steen 12 13 14 Driesteens horizontaal Gedraaide opstelling</p> 	<p>Steen 12, vijzel 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 eindvervorming TB8. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.8664m²</p> <p>Verplaatsingen.</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 eindvervorming TB9. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Responsie steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.023063m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<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. 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: 0.916339m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<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. De omliggende stenen reageren met een verplaatsing tot 8 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB11. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.3472m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TB12 20-04-2006 15:45 Laagwater, opkomend Steen 24 Sensor op vijzel niet stabiel. Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dicht bij de teen te kunnen meten.</p>	<p>Deze steen kan maximaal 17 kN overbrengen. Dan slijt 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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Eekelsteens belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 9.2112e-005m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TB13 20-04-2006 15:05 Laagwater Steen 25 Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dicht bij de teen te kunnen meten.</p>	<p>De steen kan tot 27 kN opnemen. Dan springt de steen en slijt met 6 kN uit de zetting. De vervorming van de zetting loopt op tot 3 mm. De twee randsensoren op X = 400 lijken verstoord te zijn.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TB13. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Eekelsteens belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.2096m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TB14 20-04-2006 13:34 Laagwater Steen 26 Enkelsteens</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dicht bij de teen 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 eindvervorming TB14. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Eekelsteens belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 2.8393m²</p> <p>Verplaatsing.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TB15</p> <p>20-04-2006</p> <p>13:03</p> <p>Afgaand tij op ¼</p> <p>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 5 kN gevarieerd. Daarna word 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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.73593m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TB16</p> <p>19-04-2006</p> <p>13:37</p> <p>Laagwater</p> <p>Steen 28</p> <p>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 word 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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.08343m²</p> <p>Verplaatsing.</p>
<p>TB17</p> <p>21-04-2006</p> <p>13:25</p> <p>Afgaand tij op 1/3</p> <p>Steen 29, 30, 31</p> <p>Driesteens horizontaal</p> <p>Gedraaide opstelling</p>	<p>De drie stenen lopen in eerste instantie redelijk gelijk op tot 12 kN. Dan springt steen 29 en slijpt steen 30. Steen 31 blijft oplopen tot 35 kN en springt dan fors. Uiteindelijk slippen 30 en 31 op 5 kN en slijpt 29 op 15 kN.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TB17. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.956m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TB18</p> <p>21-04-2006</p> <p>14:05</p> <p>Laagwater</p> <p>Steen 32, 33, 34</p> <p>Driesteens horizontaal</p> <p>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 eindvorming TB18. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 4.5192m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<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>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>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 slijpt 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>TB22 21-04-2006 16:48 Opkomend tij ¼ Steen 44 45 46 Driesteens verticaal</p>	<p>Alliedrie 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>	

Tabel 6-7 Beschrijving trekproeven in Poortvliet

6.3.3 Weersomstandigheden

Uit eigen waarnemingen.

Datum en tijd	18-04-2006 12:09	19-04-2006	20-04-2006	21-04-2006
Eigenschap	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving
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 heilig
Golfhoogte	30 cm	50 cm	40 cm	Geen, < 1 cm zelfs geen rimpels. Wel door scheepsvaart tot 40 cm

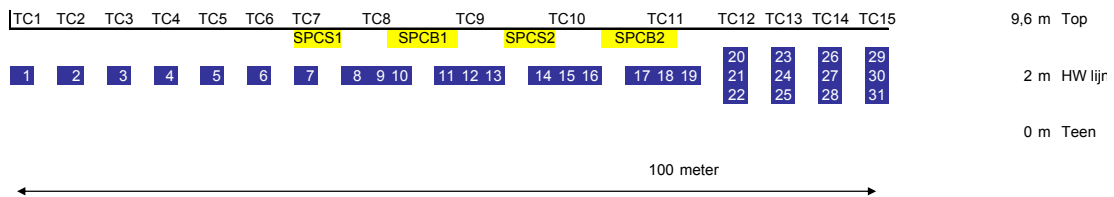
Tabel 6-8 Weersomstandigheden bij trekproeven in Poortvliet

6.4 Sluis

6.4.1 Inleiding

De tweede serie metingen is in Sluis gedaan. Daar is gemeten van 3 april tot en met 7 april.

In Sluis is de volgende meetserie uitgevoerd:



Figuur 6-9 Meetserie Sluis. Proef (TC code) en steennummers. Geel zijn de schuifproeven

Dit zijn: 7 maal enkelsteens, 4 maal driesteens horizontaal en 4 maal driesteens verticaal. In Sluis is vanwege de beperkte hoogte van het talud maar één meetlijn uitgezet.

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

Tabel 6-9 Meetlijnen in de Sluis

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

***) gemiddelde waarde. Voor werkelijke meting zie bijlage 5

Krammersluizen West	HW	LW		Tidal Range
Springtij	206	-186	m +NAP	392
Gemiddeld	159	-137	m +NAP	296
Doodtij	87	-84	m +NAP	171

Tabel 6-10 Getijderange in de Sluis

In Sluis worden Basalton stenen van 25 cm dikte beproefd met een dunne ecolaag. De stenen zijn zwart van kleur, ook op de zijvlakken.



Figuur 6-10 Basalton stenen in Sluis, hier proef TC11

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 gemaakt.

6.4.2 Resultaten

Proef	Beschrijving	Grafiek
TC1 4-4-2006 16:15 Steen 1 Opkomend tij op ¼ Enkelsteens Slap gedrag	Eerste proef in Sluis. Krachtsopbouw is gering, tot 8 kN. Er wordt geen significante verplaatsing aan de omliggende stenen gemeten.	
TC2 5-4-2006 12:13 Steen 2 Afgaand tij op ½ Enkelsteens Slap gedrag Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de teen te kunnen meten.	De krachtsopbouw is ook hier gering tot 10 kN. Wél een significante verplaatsing van de omliggende stenen tot 2 mm.	

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC3 5-4-2006 14:27 Steen 3 Laagwater Enkelsteens Slap gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichter bij de teen te kunnen meten.</p>	<p>Krachtsopbouw zeer gering tot 6 kN. Verplaatsingen tot 2 mm.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvorming TC3. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.0022m²</p>
<p>TC4 5-4-2006 15:08 Steen 4 Laagwater Enkelsteens Cyclisch 35% Slap gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichter bij 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 eindvorming TC4. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.4515m²</p>
<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 krachtsopbouw bij deze cyclische proef is zodanig dat het afbreekcriterium net 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 eindvorming TC5. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Enkelsteens belasting. Kracht.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 3.1044m²</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
<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 dichterbij 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>TC7 6-4-2006 13:45 Steen 7 Afgaand tij op 1/2 Enkelsteens Cyclisch 65% Gemiddeld stijf gedrag</p> <p>Gemeten met verkleind meetframe om dichterbij de teen 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>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>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 invloedsgebied bereikt. De andere stenen slippen bij 10 kN.</p>	

Proef	Beschrijving	Grafiek
<p>TC10</p> <p>7-4-2006</p> <p>18:24</p> <p>Steen 14, 15, 16</p> <p>Laagwater, opkomend</p> <p>Driesteens horizontaal</p> <p>1x slap gedrag</p> <p>2x gemiddeld stijf gedrag</p> <p>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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.27834m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TC11</p> <p>7-4-2006</p> <p>19:25</p> <p>Steen 17, 18, 19</p> <p>Opkomend tij op 1/3</p> <p>Driesteens horizontaal</p> <p>1x stijf gedrag</p> <p>2x gemiddeld stijf gedrag</p> <p>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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TC12</p> <p>5-4-2006</p> <p>17:45</p> <p>Steen 20, 21, 22</p> <p>Opkomend tij op 1/3</p> <p>Driesteens verticaal</p> <p>2x stijf gedrag</p> <p>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 Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.60786m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TC13</p> <p>6-4-2006</p> <p>15:33</p> <p>Steen 23, 24, 25</p> <p>Afgaand tij tegen laagwater aan</p> <p>Driesteens verticaal</p> <p>2x stijf gedrag</p> <p>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 slipt bij 8 kN. Dit blijkt ook uit de verplaatsingen, die zich op het onderste zettingsdeel concentreren.</p>	<p>Kracht-weg diagram en eindvervorming TC13. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 0.74542m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>
<p>TC14</p> <p>6-4-2006</p> <p>17:00</p> <p>Steen 26, 27, 28</p> <p>Laagwater, opkomend</p> <p>Driesteens verticaal</p> <p>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 eindvervorming TC14. Treksteen buiten beschouwing. Definitief Response steenzetting in eindfase zonder getrokken stenen. Driepunts belasting. Krachten.</p> <p>Oppervlakte binnen zwarte cirkel: 1.4897m²</p> <p>Verplaatsingen.</p>

Proef	Beschrijving	Grafiek
TC15 6-4-2006 17:47 Steen 29 30 31 Opkomend tij 1/2 Driesteens verticaal 2x slap gedrag 1x gemiddeld stijf gedrag	Deze proef is vergelijkbaar met TC14, echter met vervormingen tot 7 mm.	

Tabel 6-11 Beschrijving trekproeven in Sluis

6.4.3 Weersomstandigheden

Eigen waarnemingen.

Datum en tijd	4/4/06 16:00	5/4/06 12:00	6/4/06 12:50	7/4/06 14:54
Eigenschap	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving	Omschrijving
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	Geen, orde cm

Tabel 6-12 Weersomstandigheden bij trekproeven in de Sluis

6.5 Kracht-weg diagrammen

Van de proefdata zijn kracht-weg diagrammen te maken. 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.

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

Tabel 6-13 Kleurcodering kracht-weg diagrammen

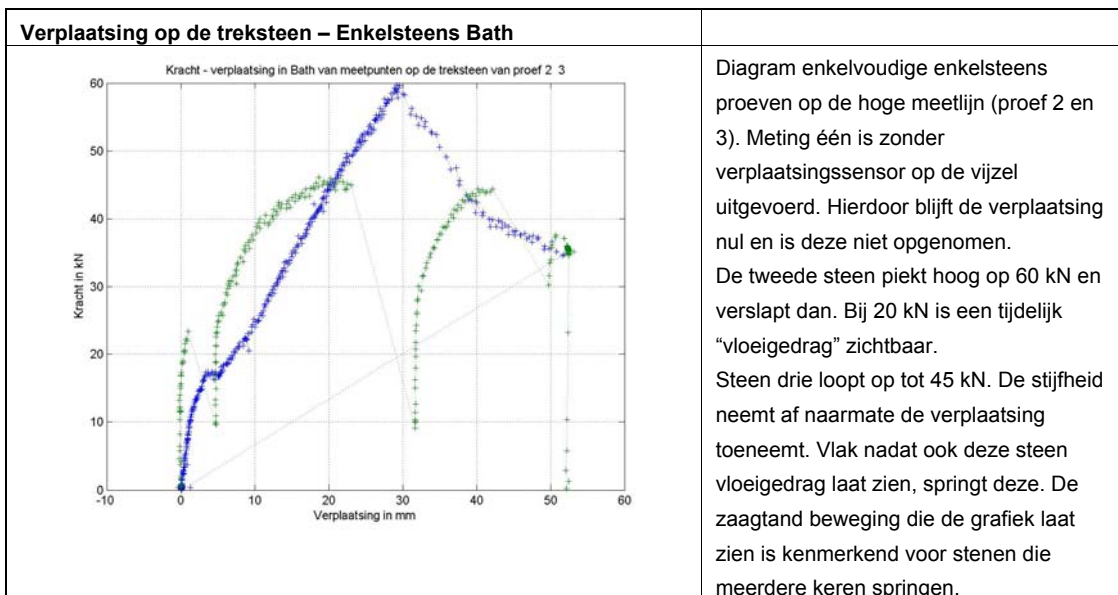
Er zijn ook grafieken gemaakt op basis van de vervorming van de stenen om de treksteen heen. Deze geven soms een nieuw inzicht in het gedrag van de zetting. De stenen zullen niet springen of slippen, waardoor de vervormingen steeds terugkeren in de oorsprong van de grafiek. Omdat het beeld echter niet 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.

6.5.1 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 55 mm.

Cyclische proef op 20 en 40 kN.

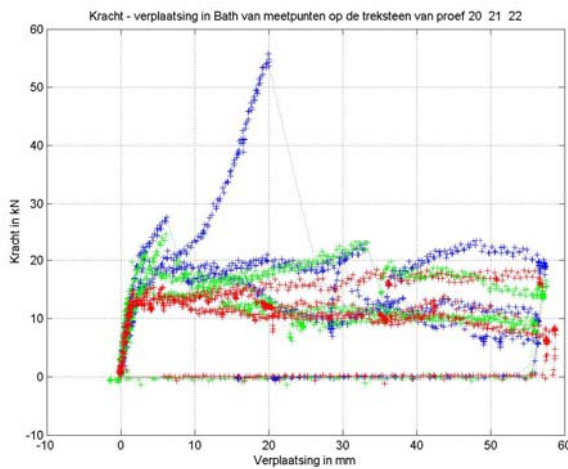


Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Bath	
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de treksteen van proef 4 5</p>	<p>Diagram van cyclische enkelsteens proeven op de hoge meetlijn. Proef 4 lijkt zeer stijf te reageren. Tijdens de cyclische belasting tussen 5 en 20 kN lijkt er geen verplaatsing 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. (zie bijlage 9)</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de treksteen van proef 12 13</p>	<p>Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Proef 12 is het voorbeeld 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</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de treksteen van proef 15 16</p>	<p>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.</p>

Tabel 6-14 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Bath. Op de treksteen.

Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Bath	
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de treksteen van proef 6 7 8</p>	<p>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).</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de treksteen van proef 9 10 11</p>	<p>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).</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de treksteen van proef 17 18 19</p>	<p>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.</p>

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.

Tabel 6-15 Kracht-weg diagrammen driesteens in Bath. Op de treksteen.

Naast de treksteen – Enkelsteens Bath

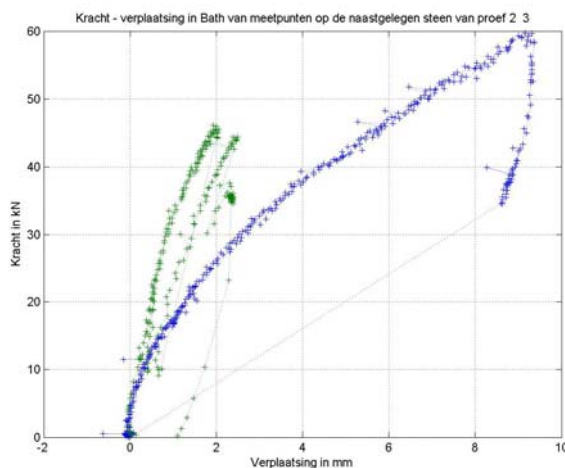
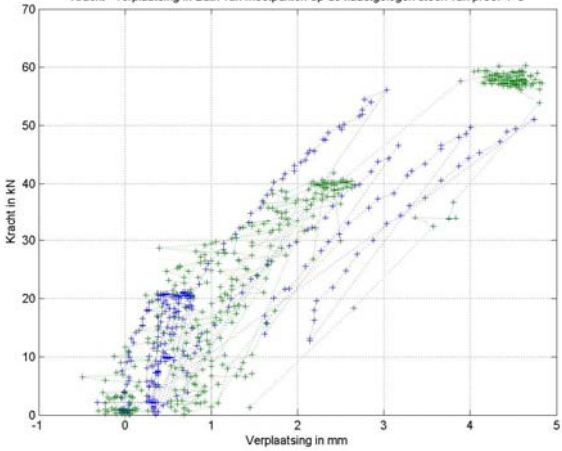
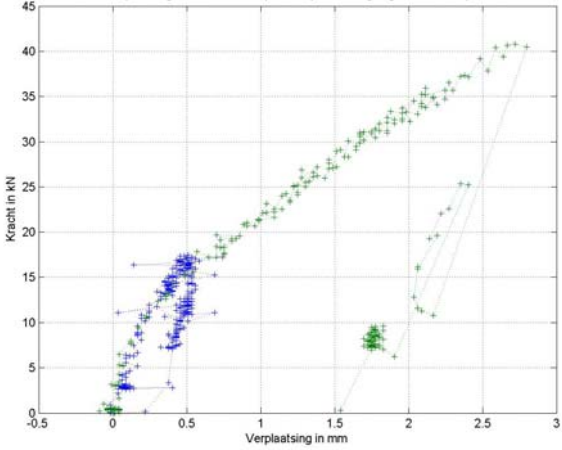
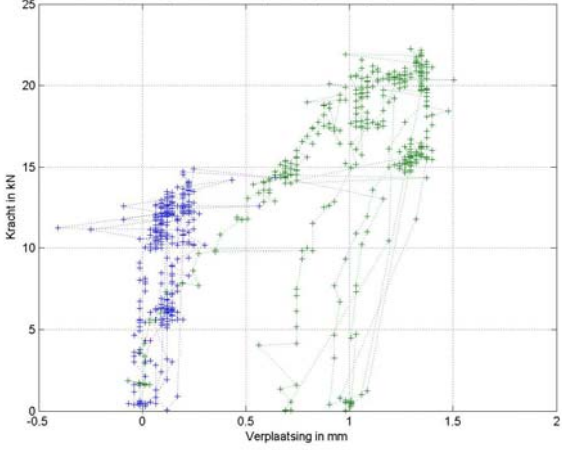
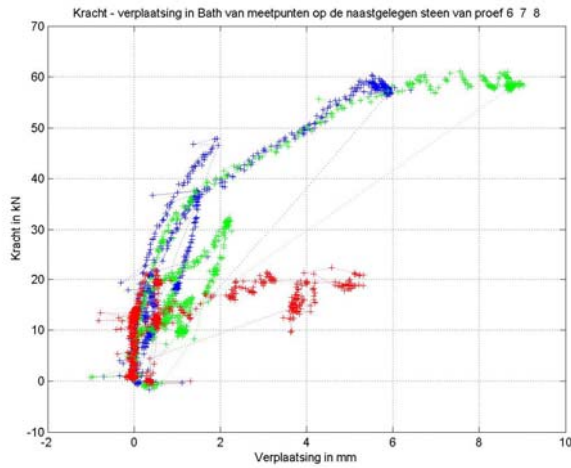


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de hoge meetlijn (proef 2 en 3). Hier is goed zichtbaar dat de stenen om de treksteen vrijwel alleen op de krachten reageren en niet slippen of springen. De grafieken lopen namelijk (bijna) volledig terug naar de oorsprong. De proeven verlopen vaak wel. Dit 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.

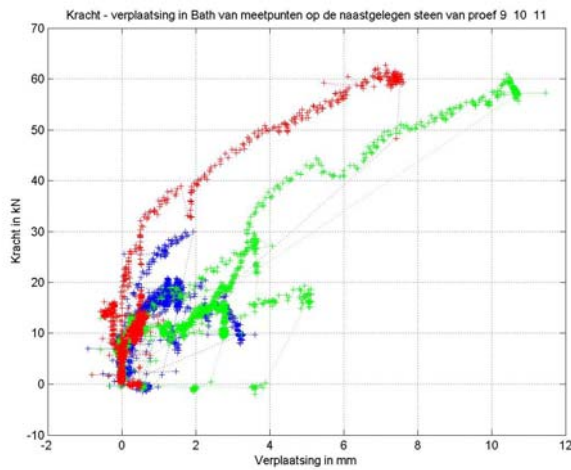
<p>Naast de treksteen – Enkelsteens Bath</p>	
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de naastgelegen steen van proef 4 5</p> 	<p>Diagram cyclische enkelsteens proeven op de hoge meetlijn. Ook hier is sprake van hysteresis. De plastische vervorming is ongeveer gelijk als hierboven (beide ongeveer 1 mm verschoven uit de oorsprong)</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de naastgelegen steen van proef 12 13</p> 	<p>Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Het beeld is vergelijkbaar met die op de hoge meetlijn.</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Bath van meetpunten op de naastgelegen steen van proef 15 16</p> 	<p>Diagram cyclische enkelsteens proeven op de lage meetlijn. De vervormingen zijn hier marginaal. In het vervolg zullen dit soort grafieken klein worden weergegeven.</p>

Tabel 6-16 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Bath. Naast de treksteen.

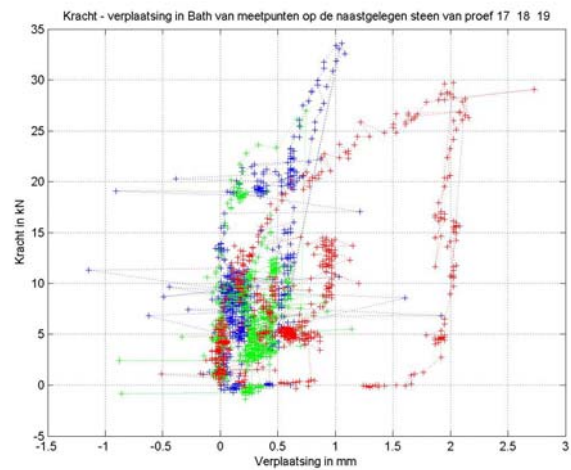
Verplaatsing naast de treksteen – Driesteens Bath



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.

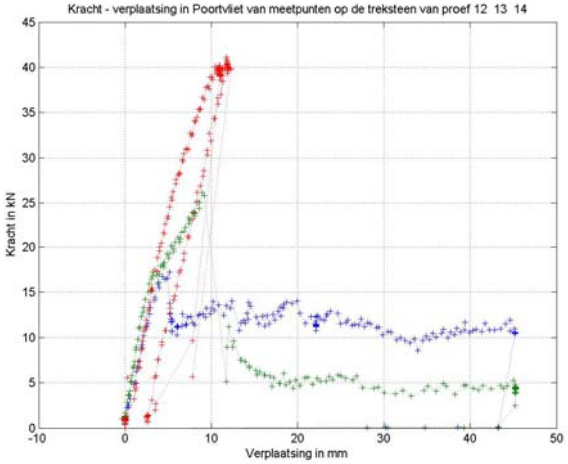
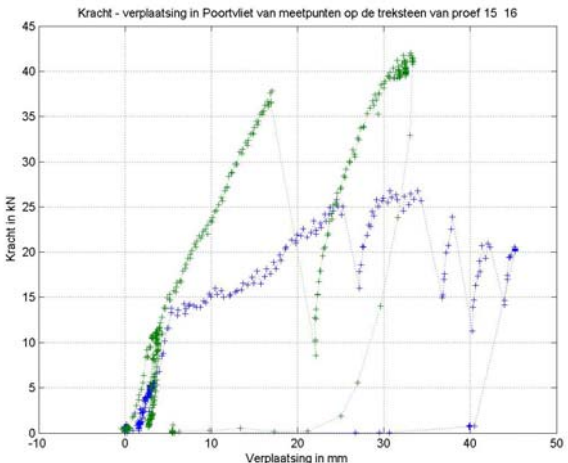
Verplaatsing naast de treksteen – Driesteens Bath	
	<p>Grafieken van de driesteens verticale proeven op de lage meetlijn: 20, 21 en 22.</p>

Tabel 6-17 Kracht-weg diagrammen driesteens in Bath. Naast de treksteen.

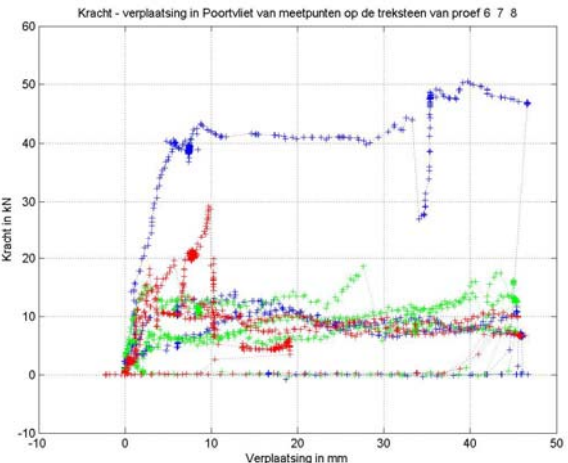
6.5.2 Poortvliet

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.

Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Poortvliet	
<p>Kracht - verplaatsing in Poortvliet van meetpunten op de treksteen van proef 1 2 3</p>	<p>Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de hoge meetlijn (proef 1,2 en 3). Hoewel de stenen bij grote belasting anders reageren zijn de krachtweg diagrammen tot 12 kN identiek.</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Poortvliet van meetpunten op de treksteen van proef 4 5</p>	<p>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.</p>

Verplaatsing op de treksteen – Enkelsteens Poortvliet	
 <p>Kracht - verplaatsing in Poortvliet van meetpunten op de treksteen van proef 12 13 14</p>	<p>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^e proef is erg klein, 5 kN. Proef 12 (groen) slijpt bij 12 kN maar heeft een piek van 17 kN.</p>
 <p>Kracht - verplaatsing in Poortvliet van meetpunten op de treksteen van proef 15 16</p>	<p>Diagram cyclische enkelsteens proeven op de lage meetlijn. Deze proeven laten beide een (flauwe) zaagtand beweging zien.</p>

Tabel 6-18 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Poortvliet. Op de treksteen.

Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Poortvliet	
 <p>Kracht - verplaatsing in Poortvliet van meetpunten op de treksteen van proef 6 7 8</p>	<p>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.</p>

Verplaatsing op de treksteen – Driesteens Poortvliet	
	<p>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).</p>
	<p>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 sliplrucht van 7 kN is voor veel stenen van toepassing.</p>
	<p>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 aanvangsstijfeden zijn voor alle stenen ongeveer gelijk.</p>

Tabel 6-19 Kracht-weg diagrammen driesteens in Poortvliet. Op de treksteen.

Verplaatsing naast de treksteen – Enkelsteens Poortvliet

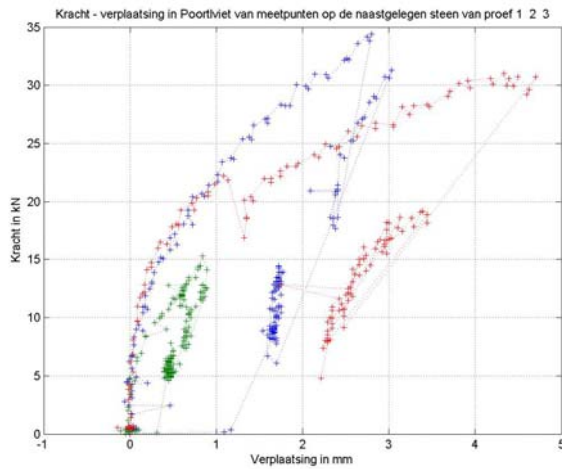


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de hoge meetlijn (proef 1, 2 en 3).

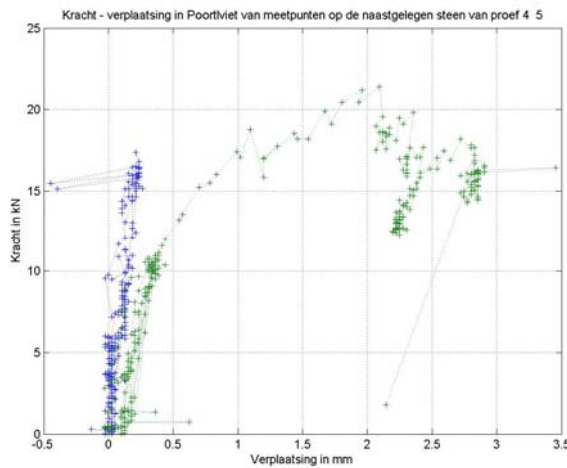


Diagram cyclische enkelsteens proeven op de hoge meetlijn.

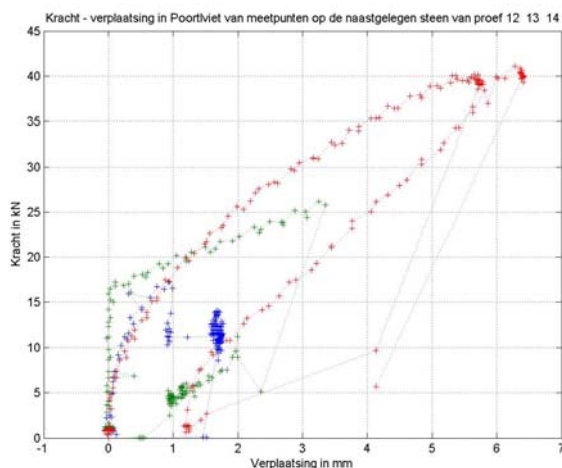


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven op de lage meetlijn.

Verplaatsing naast de treksteen – Enkelsteens Poortvliet

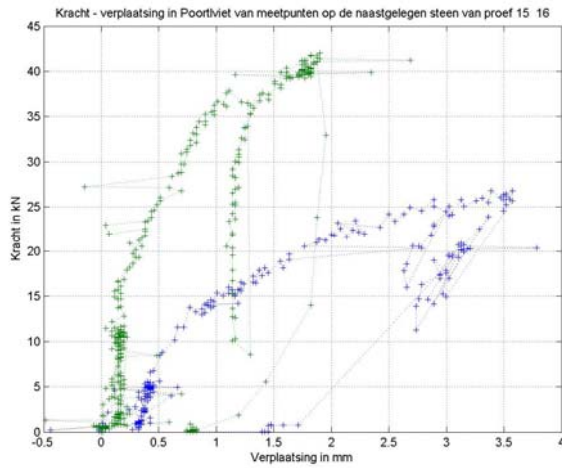
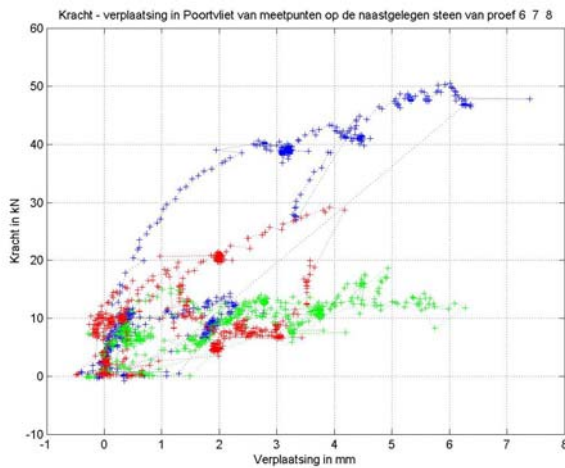


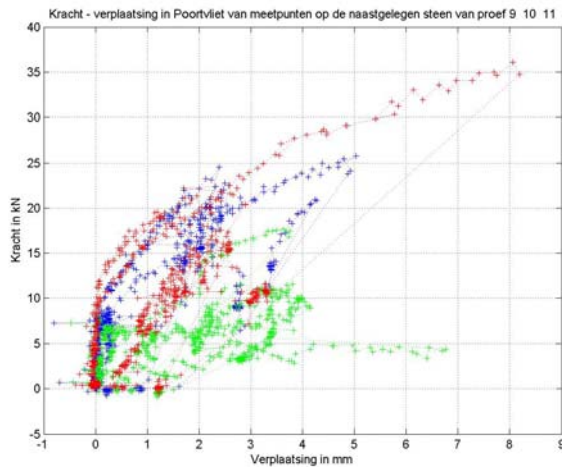
Diagram cyclische enkelsteens proeven op de lage meetlijn.

Tabel 6-20 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Poortvliet. Naast de treksteen.

Verplaatsing naast de treksteen – Driesteens Poortvliet



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



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

Verplaatsing naast de treksteen – Driesteens Poortvliet	
<p>Kracht - verplaatsing in Poortvliet van meetpunten op de naastgelegen steen van proef 17 18 19</p>	<p>Grafieken van de driesteens horizontale proeven op de lage meetlijn: 17, 18 en 19.</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Poortvliet van meetpunten op de naastgelegen steen van proef 20 21 22</p>	<p>Grafieken van de driesteens verticale proeven op de lage meetlijn: 20, 21 en 22.</p>

Tabel 6-21 Kracht-weg diagrammen driesteens in Poortvliet. Naast de treksteen.

6.5.3 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 (van teen tot berm én in langsrichting). Hierdoor is er maar op één meetlijn gewerkt aan kleiner aantal proeven.

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 slipt 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>
	<p>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.</p>

Tabel 6-22 Kracht-weg diagrammen enkelsteens in Sluis. Op de treksteen.

Verplaatsing naast de treksteen - Enkelsteens en driesteens Sluis

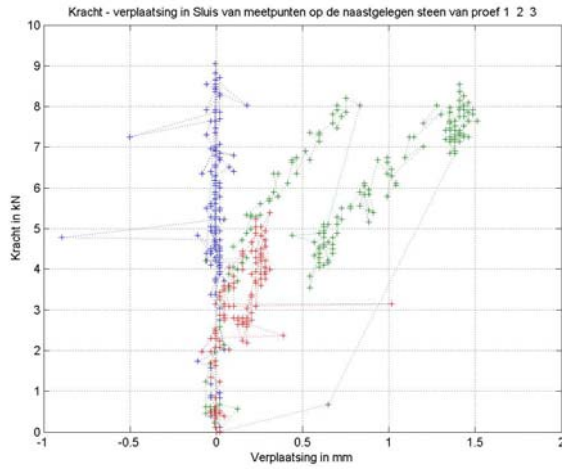


Diagram enkelvoudige enkelsteens proeven (proef 1, 2 en 3).

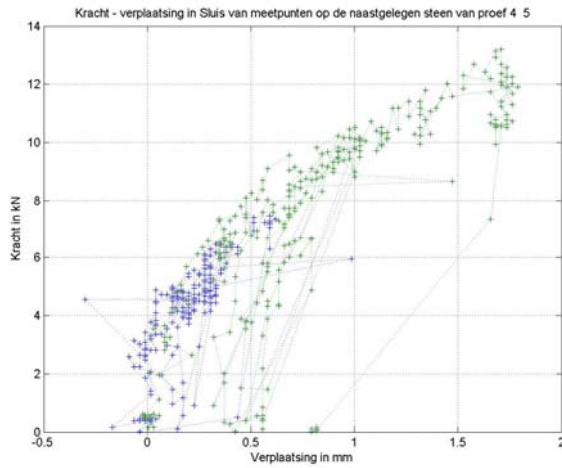


Diagram van cyclische enkelsteens proeven: 4 en 5.

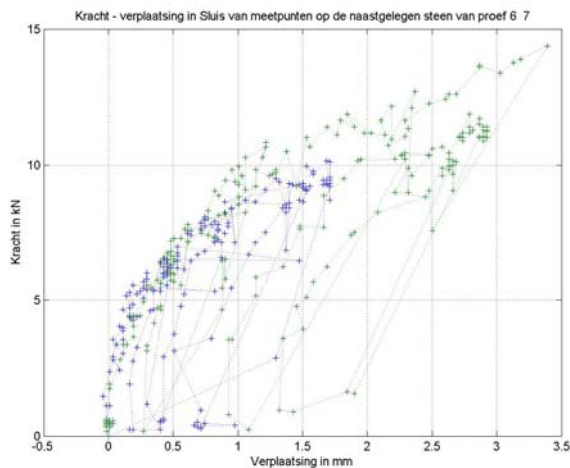


Diagram van cyclische enkelsteens proeven: 6 en 7.

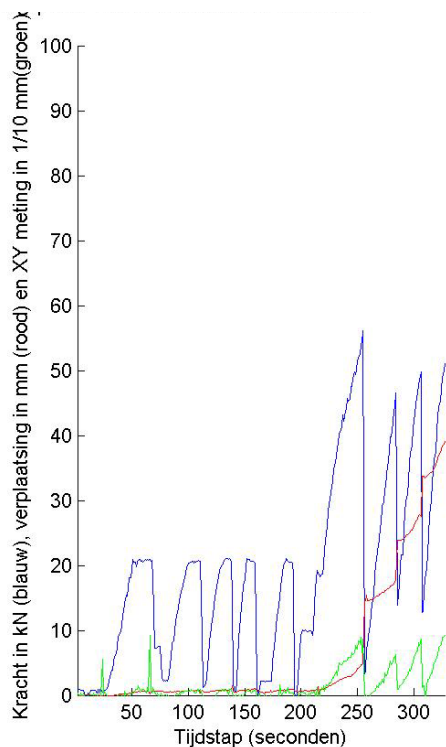
Verplaatsing naast de treksteen - Enkelsteens en driesteens Sluis	
<p>Kracht - verplaatsing in Sluis van meetpunten op de naastgelegen steen van proef 8 9 10 11</p>	<p>Grafieken van de driesteens horizontale proeven 8, 9, 10 en 11.</p>
<p>Kracht - verplaatsing in Sluis van meetpunten op de naastgelegen steen van proef 12 13 14 15</p>	<p>Grafieken van de driesteens verticale proeven: 12, 13, 14 en 15.</p>

Tabel 6-23 Kracht-weg diagrammen enkelsteens en driesteens in Sluis. Naast de treksteen.

6.6 Vlakmetingen

Tijdens de trekproeven zijn ook vlakmetingen uitgevoerd. Voor 49 van de 59 proeven zijn deze grafieken beschikbaar. Ook is er 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:

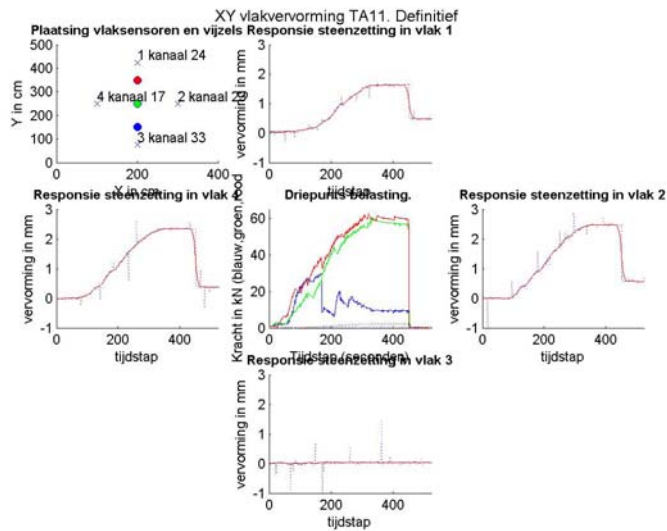


Figuur 6-11 xy-pilot. Krachten, vervorming en vlakmeting tegen de tijd. XY meting is met de laagste, groene lijn weergegeven. De vervormingen op deze lijn zijn 10x uitvergroot.

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

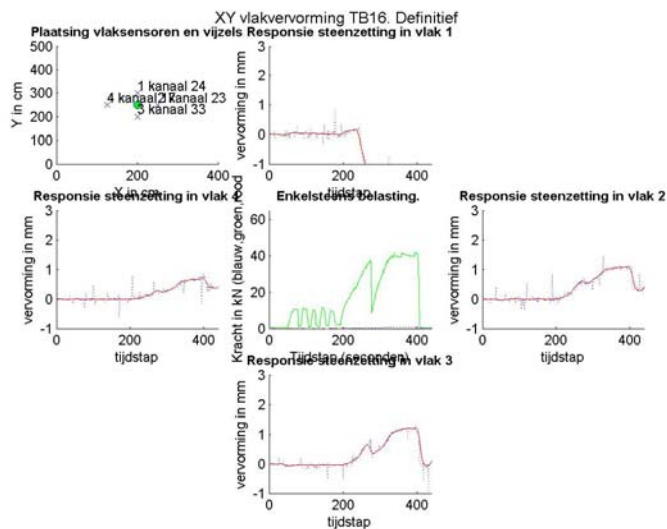
Vervolgens zijn steeds alle vier sensoren ingezet voor de metingen. De grafieken van alle proeven zijn gestandaardiseerd. De oriëntatie is echter aan de karcoördinaten gerelateerd, dus moeten sommige grafieken worden bijgedraaid om de oriëntatie ten opzichte van de zetting te verkrijgen. Hiervoor gelden 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.



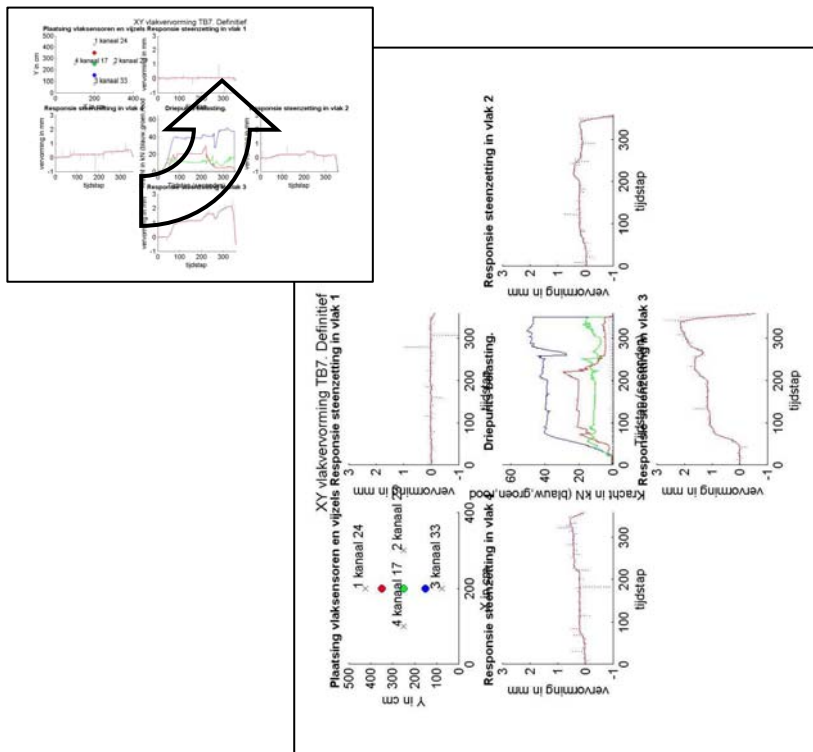
Figuur 6-12 xy-meting TA11

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.



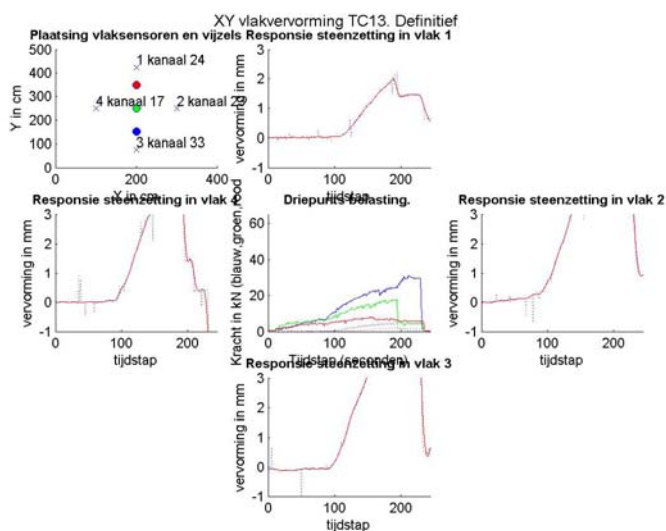
Figuur 6-13 xy-meting TB16

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 6-14 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 6-15 xy-meting TC13

De verplaatsingen bij proef TC13 zijn relatief groot. Ze passen niet op de schaal van de grafieken. Omdat dit een verticale driepuntproof 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.

6.7 Alle grafieken

Alle grafieken die zijn gemaakt zijn in het digitaal archief in bijlage 7 opgenomen. Alleen op die manier kunnen de grafieken op het juiste formaat worden bekeken. In totaal zijn er meer dan 10.000 grafieken gemaakt, waarvan ongeveer 400 uniek zijn en de rest uit opeenvolgende tijdstappen van dezelfde meting bestaat.

6.8 Inwassingsbeoordeling

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 m² rond een aantal trekstenen. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen de hoe en de lage meetlijn (HWS en HW). In deze paragraaf worden den bevindingen gepresenteerd.



Figuur 6-16 Voorbeeld in Sluis van een vak waarin de inwassingsbeoordeling is uitgevoerd. Geheel leeggespoelde gaten zijn blauw omcirkeld (hier is slechts één cirkel zichtbaar)

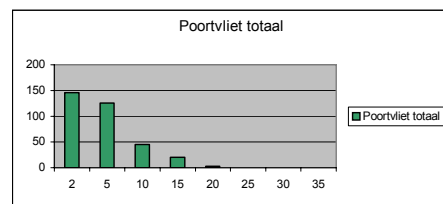
Iedere vierkante meter is vervolgens op het oog in vier kwadranten verdeeld (LB=linksboven, RB, LO en RO). Van iedere voeg die in dat kwadrant voorkomt is met een rolmaat de diepte gemeten. Er zijn foto's beschikbaar van alle vakken.

De volgende eigenschappen zijn uit die steekproeven naar voren gekomen:

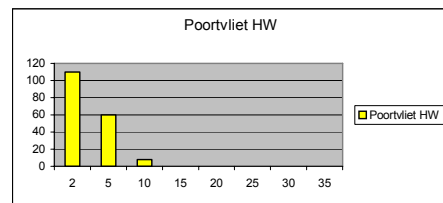
Poortvliet

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

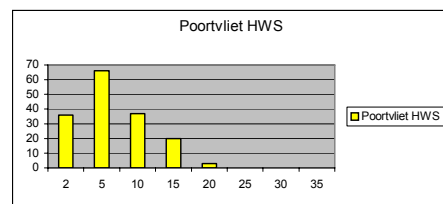
Diepte minder dan cm	TOTALE ZETTING				Totaal 340	Perc	Eigenschappen
	LB	RB	LO	RO			
2	35	28	36	47	146	42,94	Aantal voegen 340 (-) Gemiddelde diepte 5,1 cm
5	31	41	25	29	126	37,06	
10	15	5	14	11	45	13,24	
15	5	4	4	7	20	5,882	
20	3	0	0	0	3	0,882	
25	0	0	0	0	0	0	
30	0	0	0	0	0	0	
35	0	0	0	0	0	0	



Diepte minder dan cm	Hoogwaterlijn				Totaal 178	Perc	Eigenschappen
	LB	RB	LO	RO			
2	28	22	31	29	110	61,8	Aantal voegen 178 (-) Gemiddelde diepte 3,4 cm
5	17	18	12	13	60	33,71	
10	1	2	2	3	8	4,494	
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	



Diepte minder dan cm	Springtijlijn				Totaal 162	Perc	Eigenschappen
	LB	RB	LO	RO			
2	7	6	5	18	36	22,22	Aantal voegen 162 (-) Gemiddelde diepte 7,0 cm
5	14	23	13	16	66	40,74	
10	14	3	12	8	37	22,84	
15	5	4	4	7	20	12,35	
20	3	0	0	0	3	1,852	
25	0	0	0	0	0	0	
30	0	0	0	0	0	0	
35	0	0	0	0	0	0	

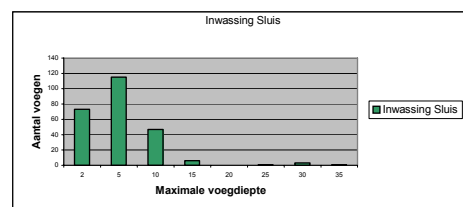


Figuur 6-17 Inwasbeoordeling Poortvliet

De zetting in Poortvliet is op de lage meetlijn 3,4 cm uitgewassen. Hoger, op de HW 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

Diepte minder dan cm	TOTALE ZETTING				Totaal 246	Perc	Eigenschappen
	LB	RB	LO	RB			
2	17	19	23	14	73	29,67	Aantal voegen 246 (-) Gemiddelde diepte 5,8 cm
5	25	28	30	32	115	46,75	
10	16	11	8	12	47	19,11	
15	2	3	1	0	6	2,439	
20	0	0	0	0	0	0	
25	0	0	1	0	1	0,407	
30	0	1	2	0	3	1,22	
35	1	0	0	0	1	0,407	



Figuur 6-18 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.

7 RESULTATEN SCHUIFPROEVEN

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de schuifproeven gepresenteerd. Hiertoe wordt ongeveer dezelfde werkwijze aangehouden als bij de trekproeven. De overzichtsgrafieken vormen weer de belangrijkste paragraaf. Ook zijn er kracht-weg diagrammen gemaakt. Ook hier zijn alle grafieken alleen digitaal beschikbaar.

7.1 Inleiding

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. Voorts kunnen de grafieken per tijdstap worden gemaakt en als figuur worden opgeslagen. Tenslotte kan dat gehele proces worden geautomatiseerd met scripts.

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

- Stap 1. Inlezen ruwe meetgegevens en sensorlocatie.
- Stap 2. Maken grafieken met krachten en vervormingsgebieden per tijdstap. Alle bewerkingen worden via een overkoepelend script aangeroepen.
- Stap 3. Tenslotte worden van alle proeven kracht-weg diagrammen gemaakt.

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

De interpolatie van de vervormingen is hier echter lineair gedaan i.p.v. derdegraads. Zo wordt voorkomen dat de interpolatie voor 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.

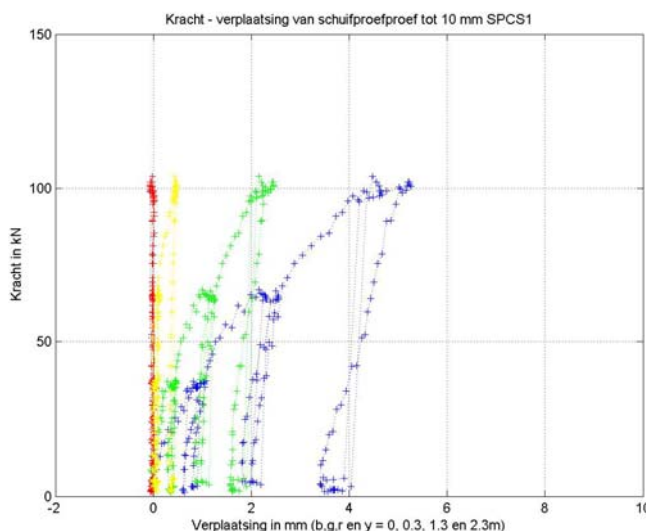
De filtering heeft tot gevolg dat de verplaatsingen ongeveer 8 tijdstappen naijlen op de belasting. Dit fenomeen manifesteert zich als de grafieken achter elkaar worden bekeken: bij de krachtaflating tijdens de proefneming lijken de verplaatsingen dan niet direct reageren. Bij de trekproeven is de data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

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.

<p>Titelgebied. Hier is de meetcode (bijvoorbeeld SPCS1) af te lezen.</p>	
<p>Langsmeting. Drie dimensionale weergave van de vervorming van de steenzetting in de lángrichting. 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 betekend een verplaatsing >0,1 mm naar rechts (+x), blauw naar links (-x).</p>	<p>Contrasensoren. De grafiek met de contrasensoren.</p>
<p>Haakse meting. 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, tegen de zetting op. Rood is een verplaatsing >0,1 naar boven (+y), blauw is naar beneden (-y) De kleurcoderingen komen overeen met die in de grafiek rechts (kracht en verplaatsingssensor) Let op 1: de schaal van beide assen is niet gelijk. Let op 2: de plaats van de vjzels is indicatief weergegeven.</p>	<p>Belasting. 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) De grafiek loopt niet verder dan de tijdstep waarop de twee linker grafieken gelden.</p>

In alle gevallen is de plaatsing van de vjzels slechts indicatief aangegeven.

De kracht-weg grafieken zijn gebaseerd op de metingen op dezelfde sensoren als in de rechter grafiek hierboven. Dit levert de volgende plaatjes op:



Figuur 7-1 Kracht verplaatsingsdiagram SPCS1

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



Foto 7-1 Proefopstelling schuifproeven

De volgende grafieken zijn gemaakt:

- Overzichten (kracht – verplaatsing tegen tijd en verplaatsingsvlakken in bovenaanzicht
- Overzichten met de verplaatsingsvlakken in zijaanzicht
- Kracht-weg diagrammen

7.2 Bath

7.2.1 Inleiding

De proeven in Bath zijn in dezelfde vakken gedaan als de trekproeven. Hierbij zijn schuin gemeten de volgende afstanden aangehouden:

Hoge proeven op de meetlijn van de trekproeven plus 2 meter

Lage proeven op de meerlijn van de trekproeven plus 1 meter

Hierbij is rekening gehouden met de afstand tot de dichtstbijzijnde trekproef (die reeds waren afgerond bij het uitzetten van de schuifproeven) en de overgang in steentype. In Bath liggen namelijk twee soorten stenen.

7.2.2 Resultaten

Proef	Beschrijving	Grafiek
SPAB1 23-05-1006 19:06 Laagwater Breed Laag Onderbalk meetframe slecht opgelegd (gevolg van golfslag: opstelling heeft deels onder water gestaan)	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 langsrichting 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>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPAB1 Response X-richting (langs zetting). Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p>
SPAB2 23-05-1006 20:34 Laagwater. Opkomend Breed Hoog	De hoge proef geeft grotere vervormingen dan de lage hierboven. De gedrukte rand verplaatst 0,7 mm en ook op een meter afstand heeft de belasting invloed. De contrasensoren meten wederom een relatief grote verplaatsing tot -0,7 mm. De langsmeting geeft verplaatsingen tot 0,3 mm, maar geen regelmatig beeld.	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPAB2 Response X-richting (langs zetting). Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p>
SPAS1 23-05-1006 17:46 Laagwater Smal Laag Sensor 5 en 24 gewisseld. Geen effect op meting.	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. In de langsrichting wordt verplaatsing tot 0,3 mm gemeten. Die metingen lijken door meerdere sensoren te worden ondersteund.	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPAS1 Response X-richting (langs zetting). Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p>

<p>SPAS2 23-05-1006 15:01 Zakkend op ¼ 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>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven SPAS2. Response X-richting (langs zetting). Response Y-richting (tegen de zetting op). Belasting en verplaatsing op de middenlijn. Knoeft in het blauw groen.</p>
--	--	--

Tabel 7-1 Beschrijving schuifproeven Bath

7.3 Poortvliet

7.3.1 Inleiding

De proeven in Poortvliet zijn in dezelfde vakken gedaan als de trekproeven. Hierbij zijn schuin gemeten de volgende afstanden aangehouden:

Hoge proeven op de meetlijn van de trekproeven plus 1 meter

Lage proeven op de meetlijn van de trekproeven plus 0 meter (gelijke hoogte)

De proeven zijn tussen de trekproeven in uitgezet waardoor op vrijwel gelijke hoogte kon worden gemeten.

7.3.2 Resultaten

Proef	Beschrijving	Grafiek
SPBB1 17-05-2006 15:34 Opkomend ¼ Breed Laag	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>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPBB1. Response X-richting (langs zetting). Response Y-richting (tegen de zetting op). Belastings- en verplaatsingsopnamen op de middenlijn.</p>
SPBB2 17-05-2006 18:19 Opkomend ¼ Breed Hoog	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>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPBB2. Response X-richting (langs zetting). Response Y-richting (tegen de zetting op). Belastings- en verplaatsingsopnamen op de middenlijn.</p>

<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.</p> <p>In de langsrichting zijn de sensoren duidelijk in twee groepen te verdelen die verplaatsingen in tegengestelde richting meten.</p>	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPBS1. Response X-richting (langs zetting). Contrasensoren in Y-richting, Plaatsing tegenover vijzel.</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p> <p>Kracht in kN (blauwe groen), Verplaatsingen in mm/10 (rood/groen).</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenrij.</p>
<p>SPBS2 17-05-2006 17:13 Opkomend ½ 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. Response X-richting (langs zetting). Contrasensoren in Y-richting, Plaatsing tegenover vijzel.</p> <p>Response Y-richting (tegen de zetting op).</p> <p>Kracht in kN (blauwe groen), Verplaatsingen in mm/10 (rood/groen).</p> <p>Belasting en verplaatsing op de middenrij.</p>

Tabel 7-2 Beschrijving schuifproeven Poortvliet

7.4 Sluis

7.4.1 Inleiding

De proeven in Sluis zijn in dezelfde vakken gedaan als de trekproeven. Hierbij zijn schuin gemeten de volgende afstanden aangehouden:

Hoge proeven op de meetlijn van de trekproeven plus 1 meter

Lage proeven op de meerlijn van de trekproeven plus 0 meter (gelijke hoogte)

De proeven zijn tussen de trekproeven in uitgezet waardoor op vrijwel gelijke hoogte kon worden gemeten.

7.4.2 Resultaten

Proef	Beschrijving	Grafiek
SPCB1 22-05-2006 20:56 Opkomend ½ Breed Laag	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 langsrichting worden grote uitslagen gehaald (2 mm), maar ongegroepeerd.	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPCB1 Response X-richting (langs zetting). Response Y-richting (tegen de zetting op). Belastings en verplaatsing op de middenlijn.</p>
SPCB2 22-05-2006 16:50 Zakkend ½ Breed Hoog Sensor 32 los	De verplaatsingen aan de gedrukte rand bedragen 3 mm. Het invloedsgebied is groot (2 m). De contrasensoren meten verplaatsingen tot -1,5 mm. De langsmeting geeft duidelijk gegroepeerde sensoren die een verdeling in tegengestelde verplaatsing aantoot. De verplaatsing in negatieve x-richting heeft de overhand in amplitude en invloedsgebied.	<p>Verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven, SPCB2 Response X-richting (langs zetting). Response Y-richting (tegen de zetting op). Belastings en verplaatsing op de middenlijn.</p>

<p>SPCS1 22-05-2006 18:39 Laagwater Smal Laag Sensor 17 en 20 los Sensor 32 ruis</p> <p>X 0-150 Y 0-250</p> <p>↓ 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>SPCS2 Smal Hoog</p>		<p>Onherstelbaar beschadigd door golfslag. Een aantal stenen is volledig onderspoeld geraakt. Deze zijn weggezakt tot op het filterdoek. Niet gemeten.</p>

Tabel 7-3 Beschrijving schuifproeven Sluis

7.5 Weersomstandigheden

7.5.1 Tijdens de proeven

Tijdens de proeven is uit eigen waarneming een tabel met weersomstandigheden bijgehouden.

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

7.5.2 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 flinke wind op die hoge golven veroorzaakte en schade aan de dijk

heeft veroorzaakt. Om het verloop van de proeven en de omstandigheden weer te geven is de volgende tabel gemaakt.

Datum en tijd	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 een gat over; verder gewerkt in Sluis
23-5-2006	7,7	4,0	10,9	7,0	Alsnog 30 m ² 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. Poortvliet onzeker door grote hoeveelheid toegevoegd materiaal i.v.m. herstel schade.

Tabel 7-4 Onstuimige weersomstandigheden tijdens trekproeven

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 hoge proeven, en de week erop van maandag op dinsdag nog eens aan de lage proeven. Vanaf dat moment is er een extra steenzetter 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 minder door de golfinwerking. Op den lange duur zijn tweeproeven (SPCS1 en SPCS2) onderspoelt geraakt, waardoor een oppervlakte van 3 m² (schatting) zetting verstoord is geraakt. Op sommige delen is het filterdoek zelfs zichtbaar.

Steeds treedt de schade op aan de benedenwindse zijde van de proef. Opvallend is ook dat de brede proeven wél heel blijven, terwijl de smalle proeven onderspoelen. Uiteindelijk is één van de twee onderspoelde proeven ingezakt en onbruikbaar geraakt. De andere is beproefd, maar met de kanttekening dat er geen onverstoord proefveld meer was.

In Bath zijn geen problemen ontstaan met de zetting. Hooguit is de granulaire laag en het inwas materiaal naar de onderzijde van de proefsleuf gespoid.

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>
	<p>Nadat het tij wat is weggetrokken wordt gestart met het herstel van de zetting. WSE voert materiaal aan. De gaten zijn samen 15 m² 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. Er moet grind worden aangevoerd om de granulaire laag te herstellen. Tevens wordt een tweede steenzetter gebeld om het herstel te versnellen.</p>
	<p>Poortvliet uit de andere hoek.</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.

De belasting in Bath en Poortvliet was niet gelijk. Ook de zettingsdikte en leeftijd zijn niet te vergelijken. Toch lijkt het alsof de reststerkte van de Hydroblock zetting groter is dan die van de Basalton zetting. Het steenrooster voorkomt instabiliteit van een enkele steen. Wat er op den lange duur gebeurt bij grootschalige onderspoeling is niet waargenomen.

7.6 Overzichten in zijaanzicht

De grootte van het invloedsgebied van de schuifproeven is in de hiervoor 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. Omdat deze niet altijd een beter inzicht geven worden hier slechts drie voorbeelden gegeven. Alle grafieken zijn vanzelfsprekend in het digitale archief opgenomen.

In het zijaanzicht zijn alle verplaatsingen in de z-richting weergegeven. De oriëntatie is steeds zo, dat de kracht uit de vizels van links naar rechts werkt (positieve y-as.). Het aanzicht is in de x-richting (die as is dus ook niet zichtbaar).

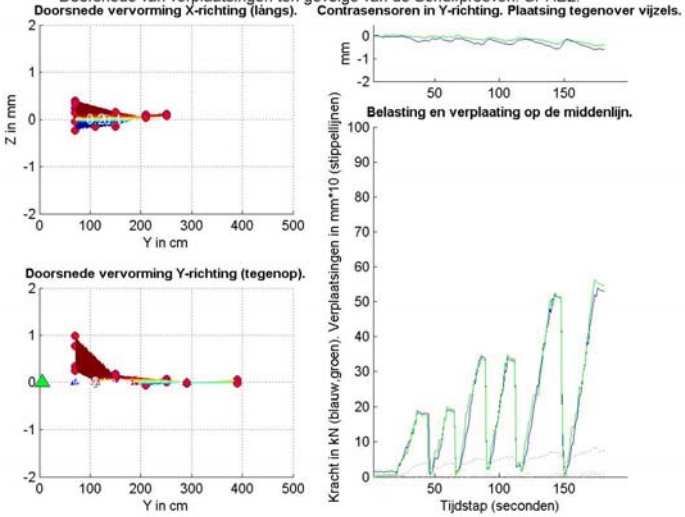
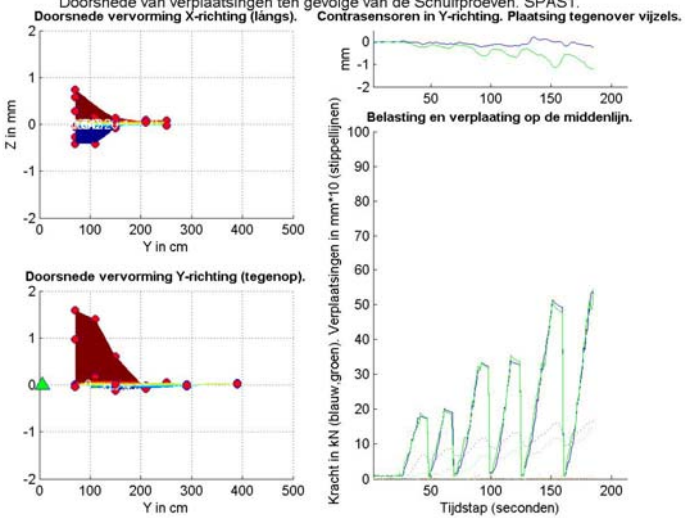
Het rechter deel van de grafiek is gelijk aan die bij de eerder beschreven bovenaanzichten. Links zijn de maten en kleurstellingen gelijk, alleen de invalshoek is veranderd.

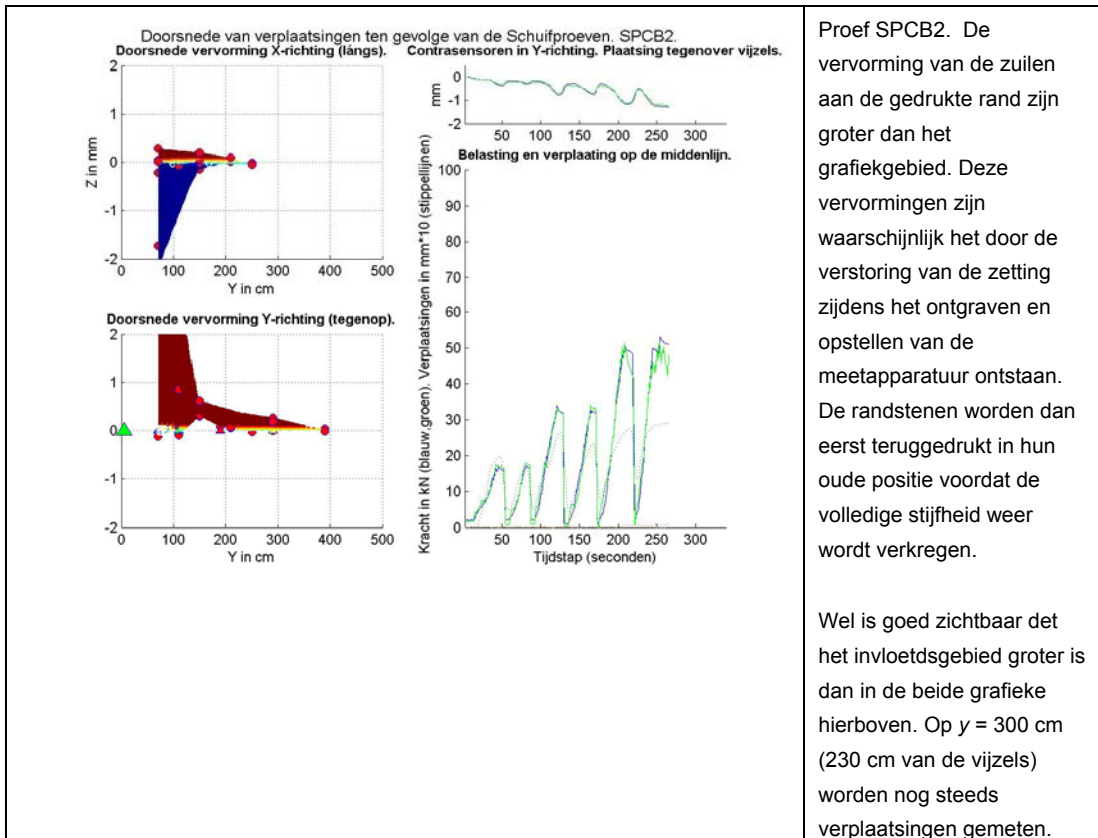
In de bovenste grafiek is de verplaatsing in de x-as af te lezen. Dit is uitgezet op de z-as. Een negatieve, of blauwe waarde betekent een verplaatsing van de lezer af. Rood of positief is een meting in de richting van de lezer.

De onderste grafiek doet hetzelfde voor de verplaatsingen in de y-richting als hierboven beschreven voor de x-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:

1. Stenen buiten de drukzone zakken weg
2. Stenen roteren en de hoeklijn is niet centrisch geplaatst
3. Meetfouten (vervormingoverdracht van steen naar sensor faalt)

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

Grafiek	Beschrijving
<p>Doorsnede van verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPAB2.</p> <p>Doorsnede vervorming X-richting (langs). Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p>  <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p>	<p>Zijaanzicht van proef SPAB2. Linksboven is te zien dat er verplaatsingen in beide richtingen van de x-as worden gemeten. Het invloedsgebied is ongeveer een meter diep.</p>
<p>Doorsnede van verplaatsingen ten gevolge van de Schuifproeven. SPAS1.</p> <p>Doorsnede vervorming X-richting (langs). Contrasensoren in Y-richting. Plaatsing tegenover vijzels.</p>  <p>Belasting en verplaatsing op de middenlijn.</p>	<p>Proef SPAS1. Het vervormingsgebied is ongeveer even diep als hierboven. De uitwijkingen zijn echter 1,5 keer groter.</p>



Proef SPCB2. De vervorming van de zuilen aan de gedrukte rand zijn groter dan het grafiekgebied. Deze vervormingen zijn waarschijnlijk het 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.

Wel is goed zichtbaar det het invloedsg gebied groter is dan in de beide grafieken hierboven. Op $y = 300$ cm (230 cm van de vijzels) worden nog steeds verplaatsingen gemeten.

Tabel 7-5 Zijaanzichten bij overzichten van schuifproeven

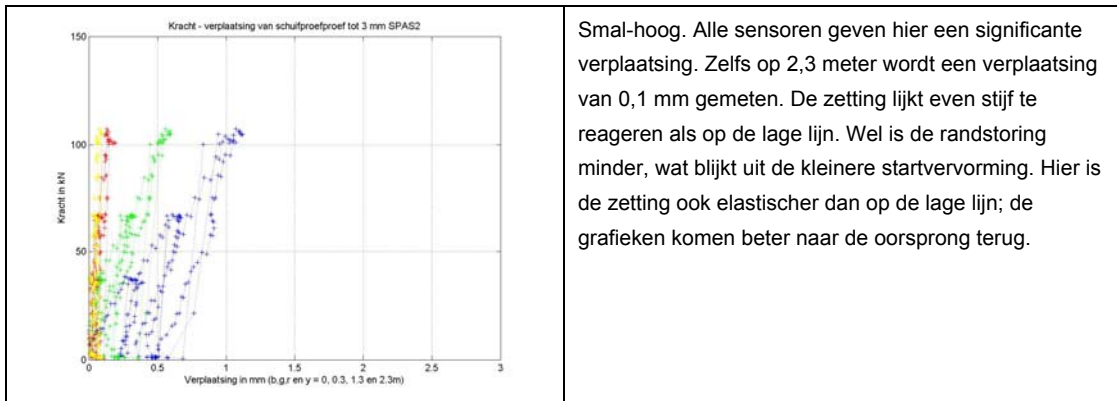
7.7 Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven

De kracht weg diagrammen zijn gemaakt aan de hand van de controlesensoren. Dit zijn de sensoren die ook in de bovenaanzichten met kleurcoderingen zijn aangegeven. Hierbij gelden de volgende afstanden tot de gedrukte rand:

- Blauw 0,0 m
- Groen 0,3 m
- Rood 1,3 m
- Geel 2,3 m

7.7.1 Bath

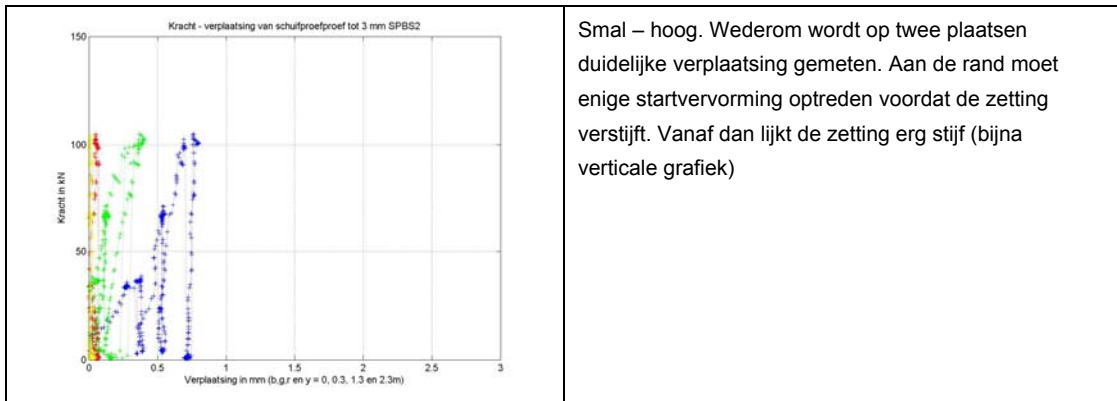
	<p>Breed-laag. De zetting reageert zeer stijf. ER worden nauwelijks verplaatsingen gemeten en de reactie lijkt ideaal elastisch. Op 0,3 m (groen) worden verplaatsingen tot 0,2 mm gemeten bij een kracht van 100 kN.</p>
	<p>Breed-hoog. De verplaatsingen concentreren zich aan de gedrukte zijde. De andere 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>
	<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 belasten 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>



Tabel 7-6 Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven in Bath

7.7.2 Poortvliet

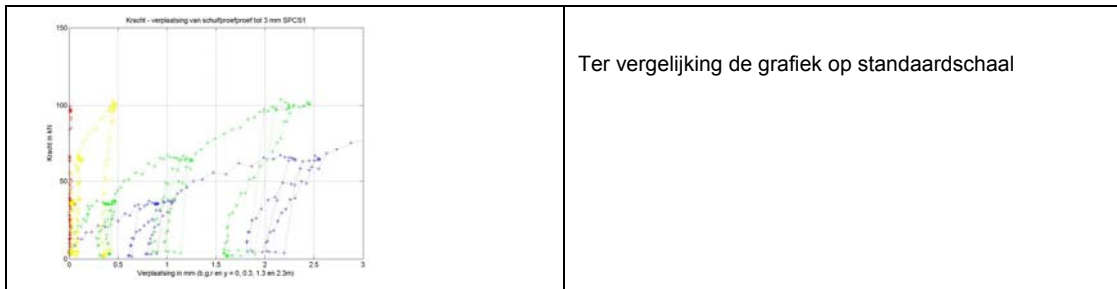
	<p>Breed-laag. Slechts een enkele sensor meet hier verplaatsingen. Deze lopen op tot 0,6 mm. De zetting lijkt bij voortschrijdende belasting te verslappen.</p>
	<p>Breed-hoog. Deze grafiek geeft hetzelfde beeld als op de lage lijn. De zetting lijkt echter wél de verstijven i.p.v. te verslappen. De vervormingen zijn ongeveer drie keer zo groot, tot 1,7 mm.</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. De 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>Ter vergelijking de grafiek op standaard schaal</p>



Tabel 7-7 Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven in Poortvliet

7.7.3 Sluis

	<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>Negatieve verplaatsing op 1,3 en 2,3 meter (groen en geel)</p>
	<p>Breed – hoog. Deze meting is op de rand slap. De zetting verstijft bij oplopende kracht en is trapvormig.</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>



Tabel 7-8 Kracht-weg diagrammen bij schuifproeven in Sluis

7.8 Opmerkingen en conclusies

De schuifproeven leveren veel kleinere vervormingen dan de trekproeven. De gebruikte meetapparatuur is precies voldoende voor deze proeven. Bij deze proeven is het goed mogelijk dat een enkele sensor de meting verstoord. De verplaatsingen moeten met een overgangsconstructie (de hoeklijken) van de zetting naar de sensoren worden overgebracht. Hierin kunnen eenvoudig meetonauwkeurigheden sluipen, temeer omdat de plaatsing arbeidsintensief en lastig is.

Er bestaat een voorkeur voor verplaatsingen in de positieve x-richting.

Het vervormingsgebied haaks op de teen is maximaal 2 meter diep. Soms lijkt er echter helemaal geen gebied aan te wijzen.

De verplaatsingen lopen uiteen van 10 mm tot 0,3 mm aan de gedrukte zijde. Meestal is dit echter in de orde 1 mm.

8 ANALYSE TREKPROEVEN

In dit hoofdstuk wordt verder ingegaan op de resultaten van de trekproeven die niet direct uit de metingen voortkomen. In de eerste paragraaf worden de belangrijkste parameters met elkaar vergeleken. Deze eenvoudige verwerking richt zich slechts op een aantal meetgegevens: kracht en verplaatsing van de getrokken stenen. Daarna volgt de behandeling van de totale proeven in een plaatmodel in de tweede paragraaf. Hier wordt ook de responsie van de omliggende stenen in de resultaten betrokken. De laatste paragraaf gaat nog kort in op de kansrekening die op eerdere proefcampagnes is toegepast.

8.1 Metingen aan de treksteen

8.1.1 Inleiding

Na de verwerking van meetgegevens tot grafieken zoals gepresenteerd in hoofdstuk 6 “Resultaten Trekproeven” zijn de belangrijkste eigenschappen van de individuele proeven in een spreadsheet gezet. Hierbij zijn bepaalde gegevens handmatig afgelezen. De volgende eigenschappen zijn in het overzicht opgenomen:

A	Volgnummer	Het nummer waaronder de proef in de database is opgenomen
B	Proefcode	Unieke proefcodering waaronder de brongegevens te inden zijn (foto's, grafieken en logfiles)
C	Locatie	Meetlocatie
D	Datum en tijd	Tijdstip waarop de proef is afgerond
E	Datum	“
F	Tijd	“
G	Meetlijn	Gemiddelde hoogwaterlijn of de hoogwaterlijn bij springtij
H	Afstand tot teen	Van de proefsteen tot de teen in meters. Schuin gemeten
I	Afstand tot bovenrand	Van de proefsteen tot de hoogste steen in meters. Schuin gemeten.
J	Proeftype	Cyclische belasting of statisch
KLM	Steennummer	Nummers van de stenen die bij de proef betrokken zijn. Deze zijn veelal ook op de foto's zichtbaar.
NOP	Sterkte	De maximaal behaalde kracht. Handmatig afgelezen.
QRS	Slijpkracht	Kracht waarbij de steen uit de zetting slijpt
TUV	Springkracht	Kracht waarbij de steen voor het eerst springt
W	Hoge steen	Krachten op de hoge steen. Alleen daar waar dit van toepassing is (driesteens verticaal proeven).
X	Lage steen	Krachten op de lage steen. Alleen daar waar dit van toepassing is (driesteens verticaal proeven).
YZ AA BB	Helling in steen 1	Helling in kracht – weg diagram. T.o.v. de oorsprong (geen raaklijn). Op intervallen 1, 5, 10 en 20 mm.
AC AD AE AF	Helling in steen 2	“ voor de middelste steen
AG AH AI AJ	Helling in steen 3	“ voor de derde steen

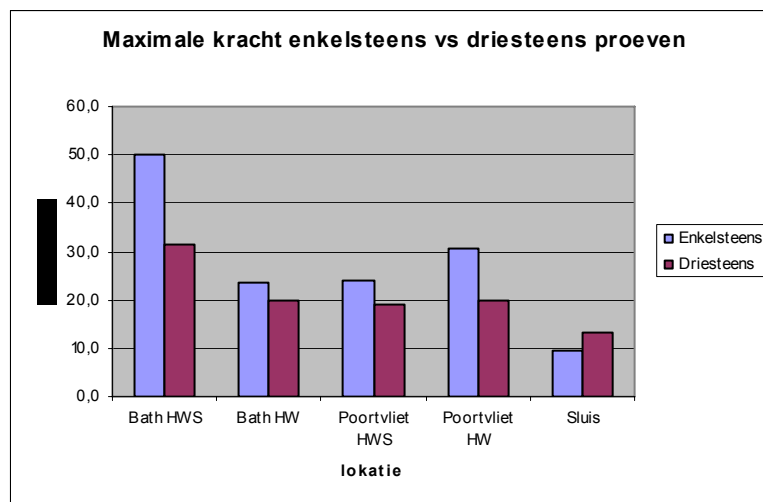
De volledige lijst is in bijlage 4 .

Aan de hand van die gegevens zijn een aantal grafieken geproduceerd die eenvoudig een aantal eigenschappen kenbaar maken.

8.1.2 Maximale trekkracht

De maximale trekkracht die per steen wordt gehaald is hier in grafieken weergegeven omdat deze een indicatie kan zijn voor de maximale bezwijklast van de steenzettingen. Ondanks dat dit geen hoofddoel was van deze proevenserie zijn dit interessante gegevens. Niet eerder is er namelijk met zoveel kracht aan de stenen getrokken.

De driesteens proeven worden voor deze diagrammen als drie individuele proeven beschouwd. Dit wordt gedaan om de dataset te vergroten en zo een vergelijking met eerdere meetcampagnes te verbeteren. De drie belaste stenen beïnvloeden elkaar natuurlijk wel. Echter er wordt verwacht dat dit alleen de vervormingen betreft en niet de maximale kracht. Om dit te onderbouwen is de volgende grafiek gemaakt:



Figuur 8-1 Maximale kracht enkelsteens versus driesteens proeven

Hieruit blijkt dat de enkelsteens proeven wat beter scoren dan de driesteens. Toch wordt geconcludeerd dat de driesteens proeven als drie aparte metingen kunnen worden beschouwd omdat:

1. De dataset met enkelsteens proeven klein is. Er zijn maar vijf enkelsteens metingen en de spreiding is groot. Hierdoor is de statistische significantie van de verschillen niet groot.
2. De steenkeuze is bij de driesteens proeven wat minder flexibel vanwege de afmetingen van de meetopstelling. De tussenruimte móet 1 meter bedragen en de richting ligt ook vast. Hierdoor zijn in sommige gevallen stenen beproefd die op het oog niet optimaal geklemd lagen. Dit kan een lagere score van de driesteens dataset ook verklaren.

Vervolgens is de maximale kracht verder bewerkt tot diagrammen die inzicht moeten geven in het verschil tussen de metingen op de hoge (HWS) en de lage meetlijn (HW). Hiertoe zijn de krachten in klassen verdeeld en is een score gegeven op de wijze waarop een histogram wordt opgebouwd.

<p style="text-align: center;">Maximale kracht per steen in Bath</p> <table border="1"> <caption>Data for Bath chart</caption> <thead> <tr> <th>kracht (kN)</th> <th>HW (Aantal stenen)</th> <th>HWS (Aantal stenen)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>10</td><td>3</td><td>0</td></tr> <tr><td>15</td><td>7</td><td>2</td></tr> <tr><td>20</td><td>4</td><td>6</td></tr> <tr><td>25</td><td>3</td><td>3</td></tr> <tr><td>30</td><td>3</td><td>2</td></tr> <tr><td>35</td><td>0</td><td>1</td></tr> <tr><td>40</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>45</td><td>0</td><td>1</td></tr> <tr><td>50</td><td>0</td><td>1</td></tr> <tr><td>55</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>60</td><td>0</td><td>7</td></tr> </tbody> </table>	kracht (kN)	HW (Aantal stenen)	HWS (Aantal stenen)	10	3	0	15	7	2	20	4	6	25	3	3	30	3	2	35	0	1	40	1	0	45	0	1	50	0	1	55	1	0	60	0	7	<p>De krachten die de stenen halen zijn qua spreiding gelijk, met een piek op 15 en 20 kN. De verdeling van de hoge stenen (HWS) is dus ongeveer 5 kN naar rechts verschoven. Alle uitschieters die buiten de krachtsschaal vallen liggen ook op de hoge lijn. De hoge stenen lijken dus over het algemeen wat sterker.</p>
kracht (kN)	HW (Aantal stenen)	HWS (Aantal stenen)																																			
10	3	0																																			
15	7	2																																			
20	4	6																																			
25	3	3																																			
30	3	2																																			
35	0	1																																			
40	1	0																																			
45	0	1																																			
50	0	1																																			
55	1	0																																			
60	0	7																																			
<p style="text-align: center;">Maximale kracht per steen in Poortvliet</p> <table border="1"> <caption>Data for Poortvliet chart</caption> <thead> <tr> <th>kracht (kN)</th> <th>HW (Aantal stenen)</th> <th>HWS (Aantal stenen)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>10</td><td>3</td><td>4</td></tr> <tr><td>15</td><td>6</td><td>4</td></tr> <tr><td>20</td><td>3</td><td>7</td></tr> <tr><td>25</td><td>1</td><td>2</td></tr> <tr><td>30</td><td>4</td><td>2</td></tr> <tr><td>35</td><td>2</td><td>2</td></tr> <tr><td>40</td><td>2</td><td>1</td></tr> <tr><td>45</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>50</td><td>0</td><td>1</td></tr> </tbody> </table>	kracht (kN)	HW (Aantal stenen)	HWS (Aantal stenen)	5	1	0	10	3	4	15	6	4	20	3	7	25	1	2	30	4	2	35	2	2	40	2	1	45	1	0	50	0	1	<p>Ook hier is de spreiding van de resultaten groot. Beide meetlijnen lijken een piek in de verdeling te hebben bij 20 kN. Er zijn geen stenen die buiten de schaal vallen. Krachten lijken iets lager dan in Bath.</p>			
kracht (kN)	HW (Aantal stenen)	HWS (Aantal stenen)																																			
5	1	0																																			
10	3	4																																			
15	6	4																																			
20	3	7																																			
25	1	2																																			
30	4	2																																			
35	2	2																																			
40	2	1																																			
45	1	0																																			
50	0	1																																			
<p style="text-align: center;">Maximale kracht per steen in Sluis</p> <table border="1"> <caption>Data for Sluis chart</caption> <thead> <tr> <th>kracht (kN)</th> <th>HW (Aantal stenen)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>10</td><td>17</td></tr> <tr><td>15</td><td>9</td></tr> <tr><td>20</td><td>2</td></tr> <tr><td>30</td><td>2</td></tr> <tr><td>35</td><td>1</td></tr> </tbody> </table>	kracht (kN)	HW (Aantal stenen)	10	17	15	9	20	2	30	2	35	1	<p>In Sluis is maar op één lijn beproefd. De stenen halen geen grote krachten en de piek ligt heel duidelijk op 10 kN, naar rechts uitlopend tot 20 kN. Er zijn weinig uitschieters. Krachten zijn lager dan op beide andere locaties.</p>																								
kracht (kN)	HW (Aantal stenen)																																				
10	17																																				
15	9																																				
20	2																																				
30	2																																				
35	1																																				

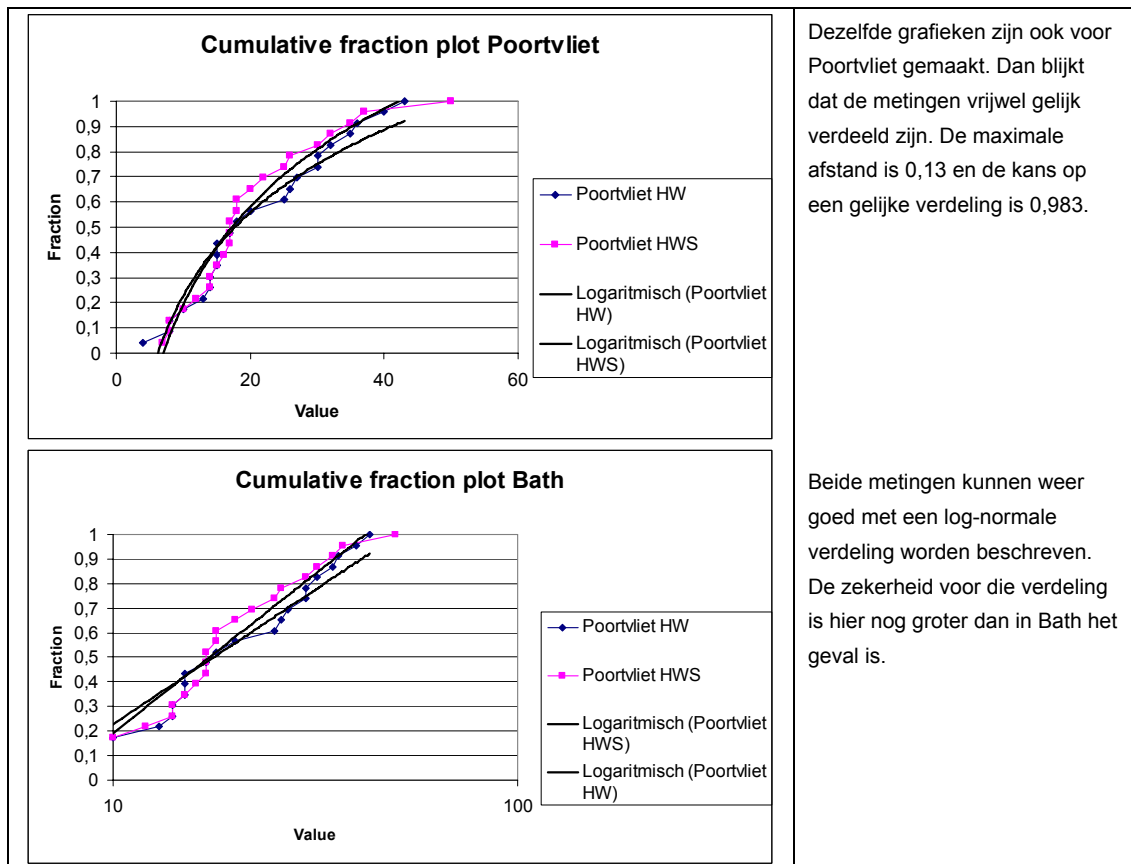
Tabel 8-1 Vergelijking maximale krachten

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 berekeningen zijn deels in een spreadsheet en deels met een internet applicatie verricht³.

	<p>Links staat de cumulatieve distributie van de metingen in Bath geplot. Uit deze figuur is op te maken dat de maximale afstand tussen de twee meetseries 0,38 (met een kans van 0,050). Het is dus zeer onwaarschijnlijk dat de twee series statistisch uit dezelfde dataset komen. Dit is logisch: de stenen zijn niet gelijk van hoogte.</p> <p>Bij een plot op enkel-log schaal kan worden gezien dat de verdeling van de metingen waarschijnlijk log-normaal verdeeld is (rechte lijn).</p>
	<p>Hier is wederom de cumulatieve distributie van de metingen in Bath geplot. Echter de waarden op HWS zijn gecorrigeerd met een waarde ter grootte van D_{hw}^3/D_{hws}^3. In het lage gedeelte van de curve lijken deze verdelingen goed op elkaar. Later veroorzaken vooral de zes niet doorgetrokken stenen een afwijking. De logaritmische benadering blijft evenzeer van toepassing als zonder de derdegraads hoogteafhankelijkheid.</p>

³ Op de site van het Saint Benedict college / st. John's universiteit in Minnesota, USA. Zie literatuurlijst, websites, KS-test.



Tabel 8-2 Cumulatieve verdeling van de maximale krachten

Tenslotte moet er wel nog worden opgemerkt dat de proeven niet allemaal tot het bezwijkmoment zijn uitgevoerd. Als de 7 stenen die op de HWS lijn in Bath tot 60 kN zijn belast, zouden zijn doorbelast, kán het zijn dat de datasets statistisch significant veranderen. Wellicht is het dan ook mogelijk een goede “fit” te maken die de relatie tussen de sterkte en de steendikte bepaald.

De conclusie van deze analyse is dat er in poortvliet zeker geen verschil in de trekkrachtcapaciteit op de hoge en de lage meetlijn. Bij Bath is dit wel het geval, maar dat is veroorzaakt door het verschil in steendikte.

Overigens zegt deze analyse niets over de afhankelijkheid van andere factoren van de plaats op de zetting.

8.1.3 Springkracht

Ook voor de springkracht zijn grafieken gemaakt. Deze zijn van vorm en indeling gelijk aan die van de maximale kracht.

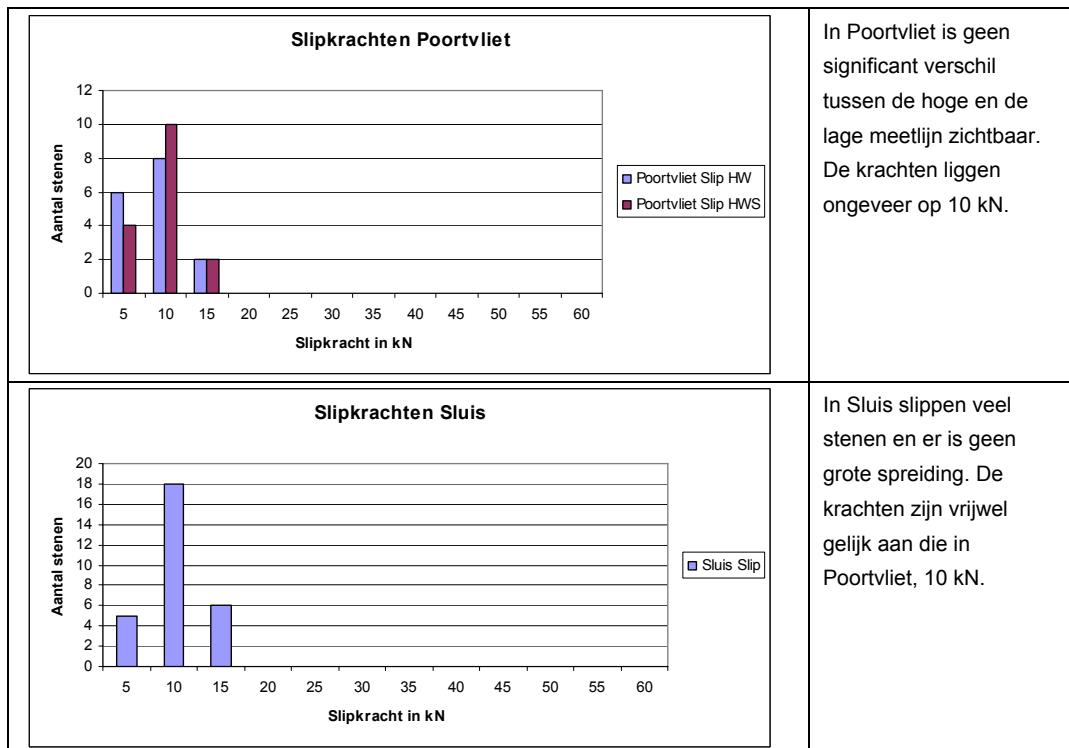
<p style="text-align: center;">Springkrachten Bath</p>	<p>Er zijn in Bath niet veel stenen die springen (9). Wél doen ze dit bij relatief hoge krachten. Op de hoge meetlijn springen er minder stenen, maar wel bij een hogere belasting.</p>
<p style="text-align: center;">Springkrachten Poortvliet</p>	<p>In Poortvliet springen wel 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;">Springkrachten Sluis</p>	<p>In Sluis springen weinig stenen, 5 stuks, en bij een kracht die vergelijkbaar is met die uit Poortvliet.</p>

Tabel 8-3 Vergelijking springkrachten

8.1.4 Sliplrachten

Ook van de sliplrachten zijn de grafieken analoog aan die van de maximale kracht gemaakt.

<p style="text-align: center;">Sliplrachten Bath</p>	<p>De sliplracht 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 – 15 kN</p>
---	--



Tabel 8-4 Vergelijking slipkrachten

De slipkrachten kunnen een indicatie zijn voor de normaalkracht in de zetting. Als het steenoppervlak en de wrijvingscoëfficiënten bekend zijn kan aan de hand van de slipkracht een normaalkracht worden berekend. Hieronder volgt een verkenning van de resultaten op die wijze.

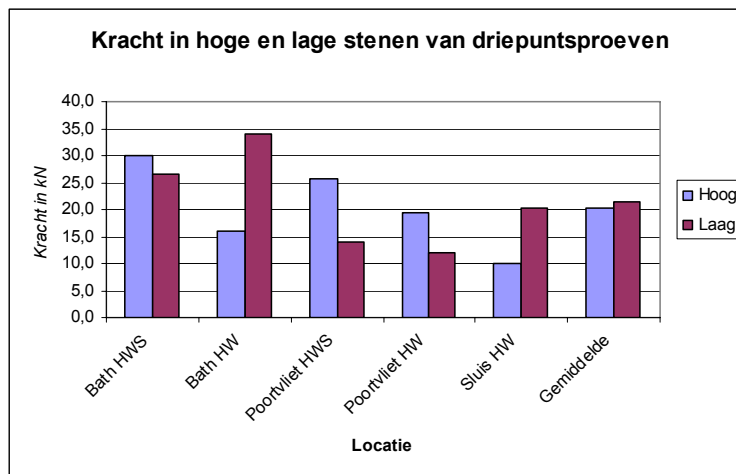
	Slipkracht	Steenhoogte	Oppervlakte rondom*	Wrijvingscoëfficiënt**	Normaalkracht	Normaalkracht per meter breedte
	[kN]	[cm]	[cm ²]	[-]	[N/mm ²]	[kN/m ²]
Bath HWS	15	38	3040	0,8	0,06	23
Bath HW	10	35	2800	0,8	0,04	16
Poortvliet HWS	10	25	2000	0,5	0,10	25
Poortvliet HW	10	25	2000	0,5	0,10	25
Sluis	10	25	2000	0,5	0,10	25

*) uitgaande van een omtrek van 80 cm

**) Wrijvingsfactor steen op steen uit laboratoriumonderzoek.

8.1.5 Kracht in hoge en lage stenen van driepuntsproeven

Bij de verticale driesteens proeven is het interessant te weten of er verschil is gemeten tussen de krachten op de hoge en de lage steen. Let wel, dit is binnen één proef, dus stenen liggen maar 2 meter uit elkaar.



Figuur 8-2 Kracht in de hoge en lage stenen binnen één proef

Voor deze grafiek is per staaf het gemiddelde van drie metingen gebruikt. Uit deze grafiek wordt geconcludeerd dat er geen correlatie bestaat tussen de treksterkte van de stenen en de locatie van die steen binnen de proef.

8.1.6 Hellingen in kracht-weg diagrammen

In hoofdstuk 6 zijn ook kracht-weg diagrammen gepresenteerd. Uit deze grafieken kunnen hellingen worden afgelezen die een maat zijn voor de stijfheid van de zetting. In de tabel hieronder zijn deze waarden 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 verslappen bij de overschrijding van 10 kN.

Hellingen	Gemiddeld [kN/mm]	Minimaal [kN/mm]	Maximaal [kN/mm]	Verslappen bij (ondergrens) [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

Tabel 8-5 Hellingen in de kracht-weg diagrammen

De verschillen die uit deze tabel naar voren komen zijn te verwachten. Bath is met veel zwaardere stenen opgebouwd dan de andere twee locaties. Poortvliet scoort redelijk goed, met gelijke gemiddelden, maar een grotere spreiding op de HWS lijn. Sluis scoort slecht en dat is ook duidelijk zichtbaar in de betreffende grafieken.

8.1.7 Conclusies

Op basis van de analyse van de kernachtige uitkomsten zijn al een aantal conclusies te trekken.

De maximale trekkrachten in Poortvliet zijn statistisch niet in een hoge en een lage meetlijn te verdelen. De behaalde krachten kunnen op allebei de meetlijnen met dezelfde kansverdeling worden beschreven.

In Bath zijn de twee meetlijnen statisch wél significant verschillend. De hoge meetlijn heeft gemiddeld een sterkere populatie stenen dan de lage meetlijn. Dit is het gevolg van de grotere zuilhoogte. Als deze tot de derde macht verheven wordt verdisconteerd zijn de populaties wél vergelijkbaar. Deze relatie is niet theoretisch onderbouwd.

De enkelsteens proeven zijn gemiddeld op sterkere stenen gedaan. Dit wordt toegeschreven aan de steenkeuze, die bij de driesteens proeven minder flexibel is, en aan de grote spreiding in de resultaten. (8.1.2)

Ondanks de hogere zuilen in Bath lijkt de maximale trekkracht niet veel hoger dan in Poortvliet. In Sluis en Poortvliet liggen stenen van gelijke dikte. Toch is de zetting in Sluis beduidend minder sterk. (8.1.2)

Wel is geconstateerd dat de spring- en slijpkrachten vergeleken met Poortvliet enkele kilonewtons hoger liggen in Bath. (8.1.2 en 8.1.3)

De slijp en sprongkrachten lijken in Sluis en Poortvliet min of meer gelijk, echter veel kleiner in aantal. Dit verschil in aantal is niet alleen aan het kleinere aantal proeven toe te schrijven. (8.1.3 en 8.1.4)

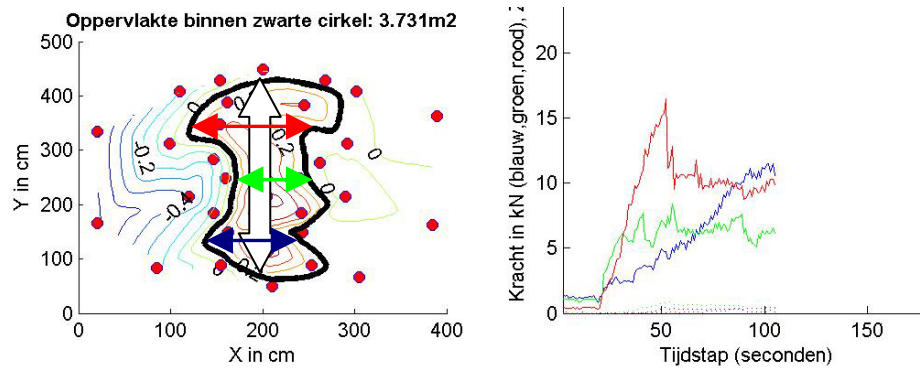
De hellingen in de kracht-weg diagrammen zijn steiler naarmate de stenen dikker zijn. De zetting in Sluis is slap, de helling is de helft van die in Poortvliet, terwijl de stenen vergelijkbaar zijn. (8.1.6)

8.2 Analyse volgens het plaatmodel

Tijdens de voorbereiding op de proeven is een model opgezet om de zetting als plaat te beschrijven en daarmee de eigenschappen van de zetting uit te rekenen. In §3.4.5 wordt dit model beschreven en hier wordt deze toegepast. De verwerking van de data is in drie delen en een aantal stappen gedeeld. De delen worden gevormd door de proeven op te splitsen in enkelsteens proeven, driesteens proeven horizontaal en driesteens proeven verticaal. Voor alle delen is een traject doorlopen dat de materiaaleigenschappen in een aantal stappen aan het licht moet brengen.

8.2.1 Stap 1 Invoer parameters bepalen

Met behulp van een Matlab-script zijn de invoerparameters voor het model ingelezen. Aangezien er met de strokenmethode wordt gewerkt zijn de lengte-breedte verhoudingen, de belastingen en de vervormingen van belang. Voor iedere proef zijn bij een belastingsveelvoud van 5 kN deze eigenschappen opgeslagen. Op die belastingsmomenten is de 3-dimensionale vervormingcurve zónder treksteensensoren berekend die ook in de grafieken in hoofdstuk 6 zijn getoond. Uit deze curve wordt de vervorming ter plaatse van de belasting uitgelezen. Ook wordt de lengte-breedte verhouding bepaald. Hiervoor wordt de afstand tussen de twee snijpunten met vervormingshoogte $v=0,1$ mm gebruikt. In de grafieken is dit de afstand over de hoofdassen in de dikke zwarte cirkel. In de figuur is de lengte in de y -richting (L_y) met een witte pijl aangegeven en in de x -richting met zwarte pijlen.



Figuur 8-3 Vervorming TB8 op t = 105 seconden

Voor de driesteens proeven wordt de lengte in de x-richting, de vervorming en de belasting voor alledrie de vijzels afgelezen. Voor die proeven wordt het moment dat de middelste vijzel de veelvouden van 5 kN bereikt genomen om de data uit te voeren.

De keuze voor stappen van 5 kN is in wezen niet belangrijk. Waar nodig kan met de werkelijk gemeten waarden worden gerekend. De stappen zijn enkel noodzakelijk om een aantal vaste intervallen te bepalen waarop de uitvoer plaatsvindt.

8.2.2 Stap 2 Invoer in Spreadsheet

De gegevens worden met een spreadsheet verder bewerkt. Allereerst worden ze geconverteerd naar het juiste formaat en volgorde. Vervolgens worden de gegevens van vergelijkbare proeven gemiddeld. De gegevens van de enkelsteens proeven bij een belastingsniveau van 5 kN worden bijvoorbeeld bij elkaar opgeteld. Bij de driesteens proeven is de werkwijze analoog hieraan.

Deze bewerking vinden plaats over verschillende stappen die niet interessant zijn voor de rapportage.

Het is wel belangrijk hier al op te merken dat niet voor alle proeven evenveel data beschikbaar is. Sommige stenen kunnen niet tot 60 kN worden belast en zullen eerder uit de resultaten wegvallen. Soms zijn er alleen metingen in het gebied van 0 tot 15 kN, waardoor er weinig gegevens zijn om de modellen op te baseren. Ook zullen er sprongen in de data zitten als er een proef wegvalt uit de resultaten. Hierdoor kan de trend in, bijvoorbeeld, de L_x of de maximale verplaatsing worden doorbroken.

8.2.3 Stap 3 Overzicht proefdata

Uiteindelijk kan van ieder proeftype een overzichtstabel worden gemaakt. Omdat dat erg veel data oplevert is hier steeds alleen de data van Bath op de HWS lijn weergegeven.

Enkelsteens

Van de enkelsteens proeven in Bath is het volgende overzicht te maken:

Plaats	Kracht kN	z mm	Lx cm	Ly cm	Lx/Ly (-)	A m ²	s.g. kN/m ³
Bath HWS	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 8-6 Overzicht invoerparameters plaatmodel. Enkelsteens, Bath, HWS.

In de bovenstaande tabel is te zien dat er soms atypische waarden in de kolommen voorkomen. Bij 40 kN zakt de waarde van L_x tijdelijk sterk. Dit zijn de gevolgen van de geautomatiseerde verwerking: soms wordt geen goede tijdstap gekozen of het vervormingsvlak is erg afwijkend. Later zal met een trendmatige benadering deze ruis worden weggefilterd. Eerst worden alle berekeningen echter zónder filtering gedaan.

Twee parameters uit de bovenstaande tabel behoeven verdere uitleg: A en s.g. A is de oppervlakte van het vervormde zettingsdeel. Deze wordt berekend aan de hand van L_x en L_y op de volgende manier:

$$A = \frac{L_x \cdot L_y \cdot \pi}{4}$$

Vergelijking 8-1 Oppervlakte verplaatsingsveld enkelsteens proeven

e.g. is het berekende soortelijke gewicht van de zetting. Deze is te bepalen met de volgende formulering:

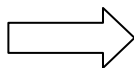
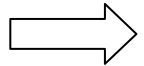
$$s.g. = \frac{Kracht}{Oppervlakte(A) \cdot Steendikte(d)}$$

Vergelijking 8-2 Soortelijk gewicht

Driesteens proeven horizontaal

Dezelfde basis variabelen die voor de enkelsteens proeven zijn bepaald worden ook voor de driesteens proeven gebruikt. Het is echter wel belangrijk in te zien dat de krachten hier niet zo eenduidig af te lezen zijn. Steeds als de middelste vijzel een stap van 5 kN zet worden de gegevens uit gevoerd. De werkelijke belasting is dan geenszins gelijk aan drie maal die waarde. Omdat er vervormingsgestuurd wordt gemeten zijn de krachten op de drie vijzels ook uiteenlopend. Daarom worden ook de krachten naar de spreadsheet geëxporteerd. Na de berekening van de waarden uit de volgende tabel wordt dan ook steeds met de werkelijke belasting verder gerekend.

Plaats	Kracht [kN]	Ly [cm]	za [mm]	La [cm]	zb [mm]	Lb [cm]	zc [mm]	Lc [cm]	Fa [kN]	Fb [kN]	Fc [kN]
Bath HWS	5	0	-0,16	0	0,05	0	0,01	0	3,71	5,49	3,67
	10	63	0,22	76	0,09	8	0,05	24	10,25	10,15	5,83
	15	213	1,08	107	0,45	87	0,09	24	9,51	15,27	7,69
	20	95	0,12	70	0,64	96	-0,19	0	11,86	20,14	7,42
	25	263	0,26	92	1,09	118	0,37	106	10,42	25,79	10,96
	30	270	0,26	72	1,52	250	0,38	112	10,20	30,73	10,76
	35	195	-0,30	0	1,55	292	0,08	0	20,56	35,68	3,32
	40	310	0,73	288	2,38	308	0,16	144	28,26	40,12	6,46
	45	380	1,75	328	3,85	328	0,52	300	38,26	45,74	11,91
	50	390	2,26	336	4,73	344	0,95	316	40,85	50,29	13,60
	55	385	3,14	336	5,53	352	1,41	340	45,90	55,68	12,42
	60	395	4,20	336	7,59	360	2,54	348	50,51	60,01	16,46



Ftot [kN]	z gemiddeld [mm]	Lx gemiddeld [cm]	Lx/Ly [-]	A [m2]	s.g. [kN/m3]
12,87	-0,03	0,00			∞
26,22	0,12	36,00	0,57	0,33	224,6
32,48	0,54	72,44	0,34	1,52	60,9
39,42	0,19	55,33	0,58	0,65	173,2
47,17	0,57	105,33	0,40	2,62	51,4
51,69	0,72	144,67	0,54	3,69	40,0
59,56	0,45	97,33	0,50	1,91	89,2
74,84	1,09	246,67	0,80	7,06	30,3
95,91	2,04	318,67	0,84	10,88	25,2
104,73	2,65	332,00	0,85	11,59	25,8
114,00	3,36	342,67	0,89	11,83	27,5
126,98	4,77	348,00	0,88	12,29	29,5

Tabel 8-7 Overzicht invoerparameters plaatmodel. Driesteens, Bath, HWS.

De oppervlakte wordt hier op een andere manier berekend dan bij de enkelsteens proeven. Er worden een rechthoek en een gedeelde ovaal bij elkaar opgeteld volgens de volgende formulering:

$$A = L_{x\text{-gemiddeld}} \cdot 2 + \frac{L_{x\text{-gemiddeld}} \cdot (L_y - 2) \cdot \pi}{4}$$

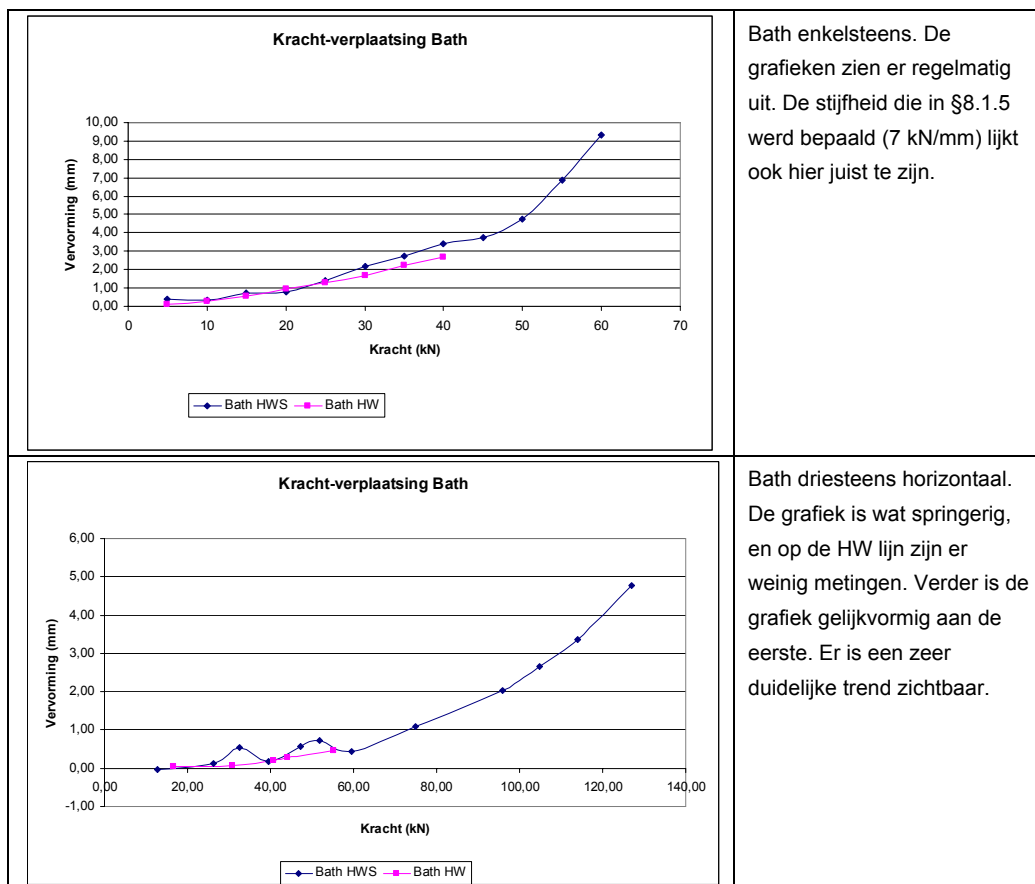
Vergelijking 8-3 Oppervlakte verplaatsingsveld driesteens proeven

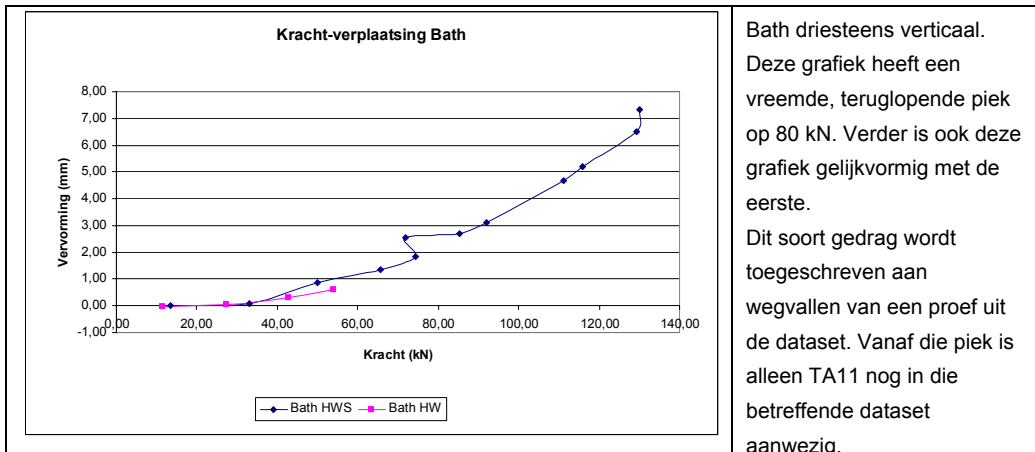
Hierbij is de "2" afkomstig van de afstand tussen de twee uiterste vijzels met als eenheid [m]. Ook is de gemiddelde lengte in de x-richting gebruikt.

De formules voor het soortelijk gewicht zijn gelijk aan die van de enkelsteens proeven. Het soortelijke gewicht wordt bij de driesteens proeven vaak beter uitgerekend dan bij de enkelsteens. De wegingsfactoren en goniometrische fit zijn dan ook achterwege gelaten. Waarschijnlijk is het zo dat de grotere absolute oppervlakte van deze proeven de randverstoring verkleint.

8.2.4 Stap 4 Kracht vervormingsgrafieken

Nadat de gegevens zijn verzameld in tabellen zoals hiervoor beschreven worden de krachten en vervormingen tegen elkaar uitgezet. Voor de driesteens proeven wordt hier een andere model gekozen: de totale kracht wordt tegen de gemiddelde verplaatsing van de trekstenen uitgezet. Dit levert de volgende figuren op:





8.2.5 Stap 5 Analyse volgens strokenmethode

De vervormingen en kracht zijn in de voorgaande stappen verzameld en gepresenteerd. Nu kunnen deze gegevens in het model worden gevoerd. In §0 is de methodiek besproken.

De parameters uit het model zijn in een spreadsheet tot getalwaarden berekend. In deze rapportage is de berekeningstabel in drie delen opgesplitst: A, B en C ofwel de invoer, de modelparameters en de uitvoer.

A) modelinvoer

Plaats	Kracht [kN]	z [mm]	Lx [m]	Ly [m]	Lx/Ly [-]	A [m ²]	s.g. [kN/m ³]	q [kN/m]
Bath HWS	5	0,36	0,47	0,55	0,85	0,20	65	-5,30
	10	0,36	0,78	0,83	0,95	0,51	52	-8,35
	15	0,75	0,93	1,09	0,85	0,79	50	-10,49
	20	0,76	1,46	1,40	1,05	1,61	33	-14,89
	25	1,40	1,38	1,63	0,85	1,76	37	-15,63
	30	2,16	1,51	1,85	0,82	2,19	36	-17,47
	35	2,73	1,57	1,85	0,85	2,28	40	-17,78
	40	3,39	0,86	1,90	0,45	1,28	82	-14,35
	45	3,77	2,19	2,33	0,94	4,01	30	-23,50
	50	4,76	2,70	3,60	0,75	7,63	17	-32,76
	55	6,88	2,88	3,27	0,88	7,39	20	-31,96
	60	9,33	2,32	2,20	1,05	4,01	39	-23,50

B) Verdeelsleutels en andere modelparameters

Alpha Q verdeling	Beta F verdeling	a E factor	Ex [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	b [m]	Is [M ⁴]
0,46	0,42	2,19	2.505	5.496	0,26	0,00091
0,49	0,47	1,32	15.144	20.046	0,40	0,00143
0,46	0,42	2,24	12.492	27.927	0,50	0,00180
0,51	0,52	0,80	41.212	32.958	0,72	0,00256
0,46	0,42	2,26	20.087	45.477	0,75	0,00268
0,45	0,40	2,76	16.792	46.353	0,84	0,00300
0,46	0,42	2,27	19.961	45.347	0,86	0,00305
0,31	0,17	52,64	1.933	101.727	0,69	0,00247
0,48	0,47	1,38	30.813	42.628	1,13	0,00404
0,43	0,36	4,21	-3.654	-15.399	1,58	0,00563
0,47	0,44	1,88	8.197	15.390	1,54	0,00549
0,51	0,53	0,77	30.367	23.285	1,13	0,00404

C) Modeluitvoer

dxq [m]	dxp [m]	dyq [m]	dyp [m]	d totaal [m]
-0,00014	0,00050	-0,00014	0,00050	0,00036
-0,00018	0,00054	-0,00018	0,00054	0,00036
-0,00041	0,00117	-0,00041	0,00117	0,00075
-0,00086	0,00162	-0,00086	0,00162	0,00076
-0,00126	0,00266	-0,00126	0,00266	0,00140
-0,00211	0,00427	-0,00211	0,00427	0,00216
-0,00212	0,00484	-0,00212	0,00484	0,00273
-0,00134	0,00473	-0,00134	0,00473	0,00339
-0,00544	0,00921	-0,00544	0,00921	0,00377
0,09449	-0,08973	0,09449	-0,08973	0,00476
-0,05961	0,06649	-0,05961	0,06649	0,00688
-0,00742	0,01676	-0,00742	0,01676	0,00933

Tabel 8-8 A, B, C Modelberekening Bath HWS Enkelsteens

De inwendige krachten kunnen worden berekend uit de gegevens van de bovenstaande tabel. Hieronder de resultaten van die berekeningen.

In de X-strook:

F	Q	E	MxVeldQ [kNm]	MxRandQ [kNm]	MxVeldP	MxRandP	Mveld	Mrand
2,1	4,8	2505	0,04	-0,09	0,12	-0,12	0,17	-0,21
4,7	5,1	15144	0,13	-0,26	0,46	-0,46	0,59	-0,72
6,3	4,8	12492	0,17	-0,34	0,73	-0,73	0,90	-1,07
10,4	5,3	41212	0,47	-0,95	1,91	-1,91	2,39	-2,86
10,5	4,8	20087	0,38	-0,76	1,81	-1,81	2,19	-2,56
12,0	4,7	16792	0,44	-0,89	2,26	-2,26	2,71	-3,15
14,7	4,8	19961	0,49	-0,98	2,88	-2,88	3,37	-3,86
6,8	3,2	1933	0,10	-0,20	0,73	-0,73	0,83	-0,93
21,0	5,0	30813	1,00	-2,00	5,75	-5,75	6,75	-7,76
18,0	4,5	-3654	1,35	-2,71	6,08	-6,08	7,43	-8,78
24,1	4,9	8197	1,68	-3,37	8,66	-8,66	10,34	-12,03
6,8	3,2	30367	0,10	-0,20	0,73	-0,73	0,83	-0,93

Tabel 8-9 Inwendige krachten in x-richting. In Bath HWS volgens het enkelsteens stookmodel

In de Y-strook

F	Q	E	MxVeldQ [kNm]	MxRandQ [kNm]	MxVeldP	MxRandP	Mveld	Mrand
2,88976	5,6	5496	0,07	-0,14	0,20	-0,20	0,27	-0,34
5,3	5,3	20046	0,15	-0,30	0,54	-0,54	0,70	-0,85
8,7	5,6	27927	0,28	-0,56	1,18	-1,18	1,46	-1,74
9,6	5,1	32958	0,42	-0,83	1,67	-1,67	2,09	-2,50
14,5	5,6	45477	0,62	-1,24	2,95	-2,95	3,57	-4,19
18,0	5,7	46353	0,82	-1,63	4,16	-4,16	4,98	-5,80
20,3	5,6	45347	0,80	-1,60	4,71	-4,71	5,51	-6,31
33,2	7,2	101727	1,08	-2,15	7,88	-7,88	8,96	-10,04
24,0	5,4	42628	1,22	-2,44	6,99	-6,99	8,21	-9,42
32,0	5,9	-15399	3,21	-6,42	14,40	-14,40	17,61	-20,82
30,9	5,5	15390	2,46	-4,92	12,64	-12,64	15,09	-17,55
33,2	7,2	23285	1,08	-2,15	7,88	-7,88	8,96	-10,04

Tabel 8-10 Inwendige krachten in y-richting. In Bath HWS volgens het enkelsteens stookmodel

De totale rand en veldmomenten zijn in de laatste twee kolommen af te lezen.

Driesteens proeven

In deze paragraaf wordt het driesteens model toegepast. Tijdens die berekeningen kwamen een aantal aandachtspunten aan het licht.

Soms is de vervorming in de y-richting kleiner dan 2 meter. Op dat moment is de modellering ongeldig. Dat betekent namelijk dat het vervormingsgebied niet over de twee buitenste vizels doorloopt. Uit de proefgegevens blijkt dat alleen bij hoge krachten (>30 kN) die vorm altijd aanwezig is. Voordat die belasting wordt bereikt is de geldigheid van het model discutabel.

Aan de andere kant is ook het resultaat bij een erg hoge belasting discutabel: bij een te groot vervormingsgebied zal de overspanning van de meetkar niet voldoende zijn om een onverstoord meetveld te garanderen. In principe is dit zo voor alle proeven waarbij de verplaatsingen verder doorlopen dan de x-as die in de grafieken is getekend (zie hoofdstuk 6).

Hierna volgen de berekeningen en de resultaten in tabelvorm.

A) Invoer parameters

Plaats	<i>d</i> 0,35								
	Kracht [kN]	Ly [m]	Lx [m]	z [m]	Lx/Ly [-]	A [m ²]	s.g. [kN/m ³]	q [kN/m]	
Bath HWS	12,87	0,00	0,00	-3,30E-05					
	26,22	0,63	0,36	1,21E-04	0,57	0,33	224,6	3,7	
	32,48	2,13	0,72	5,41E-04	0,33958	1,52	60,9	7,5	
	39,42	0,95	0,55	1,86E-04	0,58246	0,65	173,2	5,8	
	47,17	2,63	1,05	5,73E-04	0,40127	2,62	51,4	11,0	
	51,69	2,70	1,45	7,19E-04	0,5358	3,69	40,0	15,0	
	59,56	1,95	0,97	4,45E-04	0,49915	1,91	89	10,1	
	74,84	3,10	2,47	1,09E-03	0,7957	7,06	30,3	25,7	
	95,91	3,80	3,19	2,04E-03	0,8386	10,88	25,2	33,1	
	104,73	3,90	3,32	2,65E-03	0,85128	11,59	25,8	34,5	
	114,00	3,85	3,43	3,36E-03	0,89004	11,83	27,5	35,6	
	126,98	3,95	3,48	4,77E-03	0,88101	12,29	29,5	36,2	

B) Verdeelsleutels en andere modelparameters

Modelinvoer					
alpha [-]	Lbc [m]	Lab [m]	Is [m ⁴]	a [-]	
-0,358		1	-0,68	0,00129	18,97
1,054		1	-0,03	0,00348	0,00
0,692		1	0,55	0,00881	0,01
0,639		1	0,90	0,01139	0,03
0,636		1	0,95	0,01186	0,03
0,649		1	0,93	0,01224	0,02
0,641		1	0,98	0,01243	0,03

C) Modeluitvoer

Modeluitvoer							
Ma	Mb	Mc	Vb	Vc	Ex	Ey	V totaal
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]
							0,00
-0,18	1,00	0,13	-0,13	2,63	-1.125	-21.331	2,37
-0,05	-0,05	-0,04	4,80	10,13	48.315	10	19,74
-0,44	0,75	0,61	29,76	20,00	534.120	3.821	79,53
-2,10	2,74	0,12	57,60	10,74	734.033	22.528	125,94
-2,46	3,21	-0,03	63,22	8,22	664.162	21.778	134,66
-2,32	3,03	0,05	63,66	9,88	606.002	14.846	137,20
-2,68	3,50	-0,12	68,03	6,89	447.772	13.206	142,96

Tabel 8-11 A, B en C. Modelberekening Bath HWS Driesteens Horizontaal

8.2.6 Stap 6 Isotrope benadering

Om het model in een conventioneel kader te kunnen plaatsen zijn veel van de bovenstaande handelingen ook voor een isotrope plaat uitgevoerd. Dan is de modelvorming voor de enkelsteens proeven eenvoudig. De driesteens proeven zijn nog verder geschematiseerd tot een rechthoekige plaat met één puntlast in het midden ter grootte van de drie lasten samen. De resultaten hiervan zullen naast de resultaten van het proefmodel worden gezet.

Isotrope benadering enkelsteens proeven:

A) Invoer isotrope strokenmethode:

z	Lx	Ly	q	F	k voor q	k voor F	I
[mm]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN]	[-]	[-]	[m ⁴]
0,65	0,77	0,00036	-3,7	5,00	0,66022	0,62204	0,0013
0,92	1,09	0,00036	-5,2	10,00	0,66022	0,62204	0,0018
1,13	1,33	0,00075	-6,4	15,00	0,66022	0,62204	0,0022
1,30	1,54	0,00076	-7,4	20,00	0,66022	0,62204	0,0025
1,46	1,72	0,00140	-8,3	25,00	0,66022	0,62204	0,0028
1,60	1,88	0,00216	-9,0	30,00	0,66022	0,62204	0,0031
1,72	2,03	0,00273	-9,8	35,00	0,66022	0,62204	0,0034
1,84	2,17	0,00339	-10,4	40,00	0,66022	0,62204	0,0036
1,95	2,31	0,00377	-11,1	45,00	0,66022	0,62204	0,0038
2,06	2,43	0,00476	-11,7	50,00	0,66022	0,62204	0,0040
2,16	2,55	0,00688	-12,2	55,00	0,66022	0,62204	0,0042
2,26	2,66	0,00933	-12,8	60,00	0,66022	0,62204	0,0044

B) Uitvoer isotrope strokenmethode voor de X-strook:

F	Q	E	MxVeldQ	MxRandQ	MxVeldP	MxRandP	Mveld	Mrand
[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
3,1	-2,44	7.218	-0,04	0,09	0,253	-0,2532	0,21	-0,17
6,2	-3,45	29.414	-0,12	0,24	0,716	-0,7161	0,59	-0,47
9,3	-4,22	31.468	-0,22	0,45	1,316	-1,3156	1,09	-0,87
12,4	-4,88	55.632	-0,34	0,69	2,026	-2,0255	1,68	-1,34
15,6	-5,45	46.834	-0,48	0,96	2,831	-2,8308	2,35	-1,87
18,7	-5,97	43.811	-0,63	1,27	3,721	-3,7212	3,09	-2,45
21,8	-6,45	47.235	-0,80	1,60	4,689	-4,6892	3,89	-3,09
24,9	-6,90	49.566	-0,97	1,95	5,729	-5,7291	4,75	-3,78
28,0	-7,31	56.462	-1,16	2,33	6,836	-6,8362	5,67	-4,51
31,1	-7,71	55.236	-1,36	2,72	8,007	-8,0067	6,64	-5,28
34,2	-8,09	46.211	-1,57	3,14	9,237	-9,2372	7,67	-6,09
37,3	-8,44	40.524	-1,79	3,58	10,525	-10,525	8,73	-6,94

C) Invoer isotrope strokenmethode voor de Y-strook:

F	Q	E	MxVeldQ	MxRandQ	MxVeldP	MxRandP	Mveld	Mrand
[kN]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1,9	-1,25	7.218	-0,03	0,06	0,18164	-0,1816	0,15	-0,12
3,8	-1,77	29.414	-0,09	0,17	0,51375	-0,5137	0,43	-0,34
5,7	-2,17	31.468	-0,16	0,32	0,94381	-0,9438	0,78	-0,62
7,6	-2,51	55.632	-0,25	0,49	1,45309	-1,4531	1,21	-0,96
9,4	-2,81	46.834	-0,35	0,69	2,03076	-2,0308	1,69	-1,34
11,3	-3,07	43.811	-0,45	0,91	2,6695	-2,6695	2,22	-1,76
13,2	-3,32	47.235	-0,57	1,14	3,36395	-3,364	2,79	-2,22
15,1	-3,55	49.566	-0,70	1,40	4,10996	-4,11	3,41	-2,71
17,0	-3,76	56.462	-0,83	1,67	4,90418	-4,9042	4,07	-3,24
18,9	-3,97	55.236	-0,98	1,95	5,74385	-5,7438	4,77	-3,79
20,8	-4,16	46.211	-1,13	2,26	6,62662	-6,6266	5,50	-4,37
22,7	-4,35	40.524	-1,28	2,57	7,55048	-7,5505	6,27	-4,98

Tabel 8-12 A, B en C. Enkelsteens isotrope benadering

Deze gegevens zijn van dezelfde proef als die van de andere voorbeeld tabellen. Over het algemeen ligt de berekende elasticiteitsmodulus voor de isotrope benadering tussen de twee waarden die uit de proefmodellen komt in. Dit is een indicatie dat de modellering uitkomsten in de juiste orde van grootte produceert.

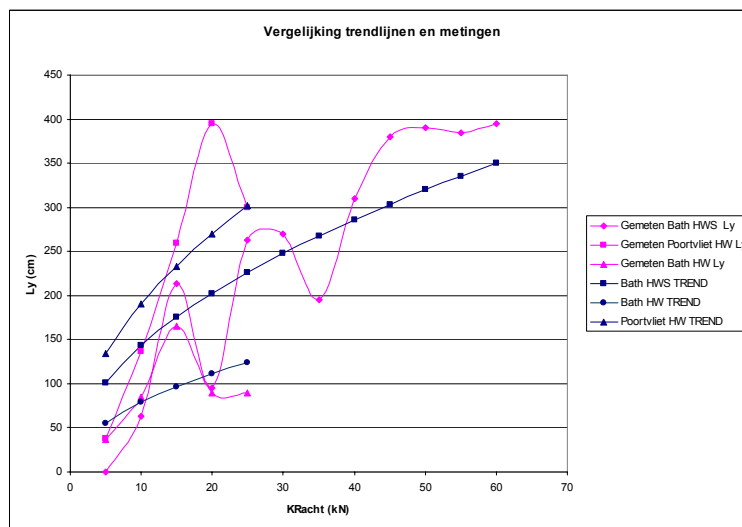
Isotrope benadering driesteens proeven

De driesteens modellen zijn ook isotroop benaderd. De methode is vrijwel gelijk aan die bij de enkelsteens proeven. Ook de waarden die de driesteens isotrope plaatbenadering voor de elasticiteitsmodulus geeft liggen in dezelfde range als de model uitkomsten. Ook de driesteens modellering lijkt dus goed te werken.

Er is één verschil met de enkelsteens berekeningen. De belasting wordt met door één puntlast vervangen. Doordat het model nog veel schematischer is dan bij de enkelsteens proeven zijn de momenten die worden berekend veel hoger. Dit wordt veroorzaakt doordat er in de isotrope benadering maar twee stroken worden gebruikt en omdat de puntlast gemiddeld verder van de rand van de plaat aangrijpt (alles in één punt).

8.2.7 Stap 7 Trendanalyse

Omdat de bovenstaande methodiek grote oscillaties in de elasticiteitsmoduli kan veroorzaken, is onderzocht of de vervormingen met een trendlijn te benaderen zijn. Hiermee wordt geprobeerd de fluctuaties in de ratio L_x/L_y te verkleinen. Hiervoor zijn de metingen van L_x en L_y vervangen door een trendbenadering gebaseerd op de volgende formule: $L = a \cdot \sqrt{F}$. Hierin is L de lengte waarvoor een benadering wordt gezocht en F de bijbehorende kracht. Voor L_x en L_y wordt een individuele a gezocht zodat de gemeten waarden benaderd. Hiervoor wordt de som van alle fouten op nul gesteld.

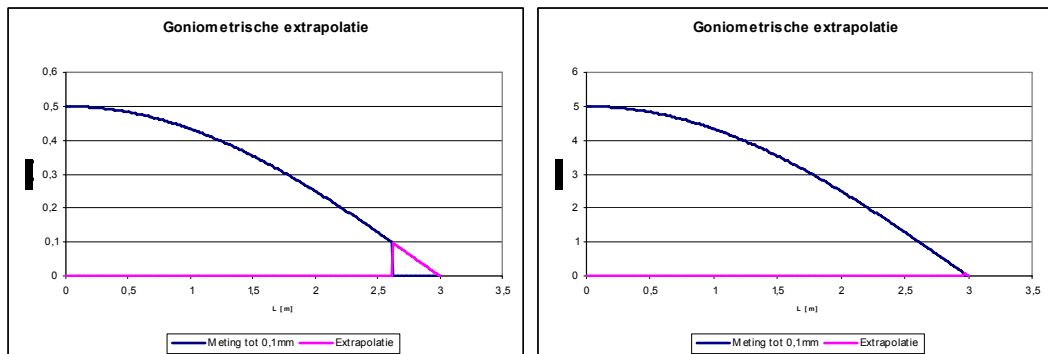


Figuur 8-4 Gemeten lengtes en hun lineaire trendlijn

De trendformule met wortel F als basis heeft een theoretische achtergrond. De kracht moet in theorie namelijk een lineaire invloed hebben op de oppervlakte. De oppervlakte is evenredig aan $L_x * L_y$. Dus geldt $L \propto F^{1/2}$. De gemeten waarden zijn echter zo wisselend dat deze trend niet (altijd) duidelijk uit de metingen blijkt.

Bij de enkelsteens proeven blijkt dit niet altijd tot een bevredigend resultaat te leiden. Bij de controle van de berekende soortelijke gewichten aan de hand van de laboratoriumproeven zijn er alsnog afwijkingen. Om deze kloppend te krijgen is de oppervlakte kunstmatig bijgesteld. Hiervoor zijn de "goniometrische fit" en de "Lfactor" opgesteld. Die eerste benaming is afkomstig uit de achterliggende gedachte dat de verplaatsingsvelden nu op $v = 0,1$ mm ophouden en deze met een goniometrische benadering moeten worden geëxtrapoleerd naar nul. Deze extrapolatie is afhankelijk van de gemeten z-verplaatsing. De verhouding tussen L_x en L_y blijft echter gelijk, waardoor het een vermenigvuldigingsfactor wordt voor die beide lengtes.

Omdat er nu nog steeds geen goede resultaten zijn is er ook een theoretisch niet onderbouwde vermenigvuldigingsfactor nodig. Dat is de "Lfactor".



Figuur 8-5 Goniometrische extrapolatie. Links bij kleine z, rechts bij grote z.

De goniometrische factor is de berekenen met de volgende formule:

$$L_{nieuw} = \frac{L_{oud}}{\cos\left(\frac{v}{z}\right)} \cdot \frac{1}{2} \pi$$

Vergelijking 8-4 Goniometrische fit

De resultaten van de trendanalyse zullen naast de andere resultaten worden getoond.

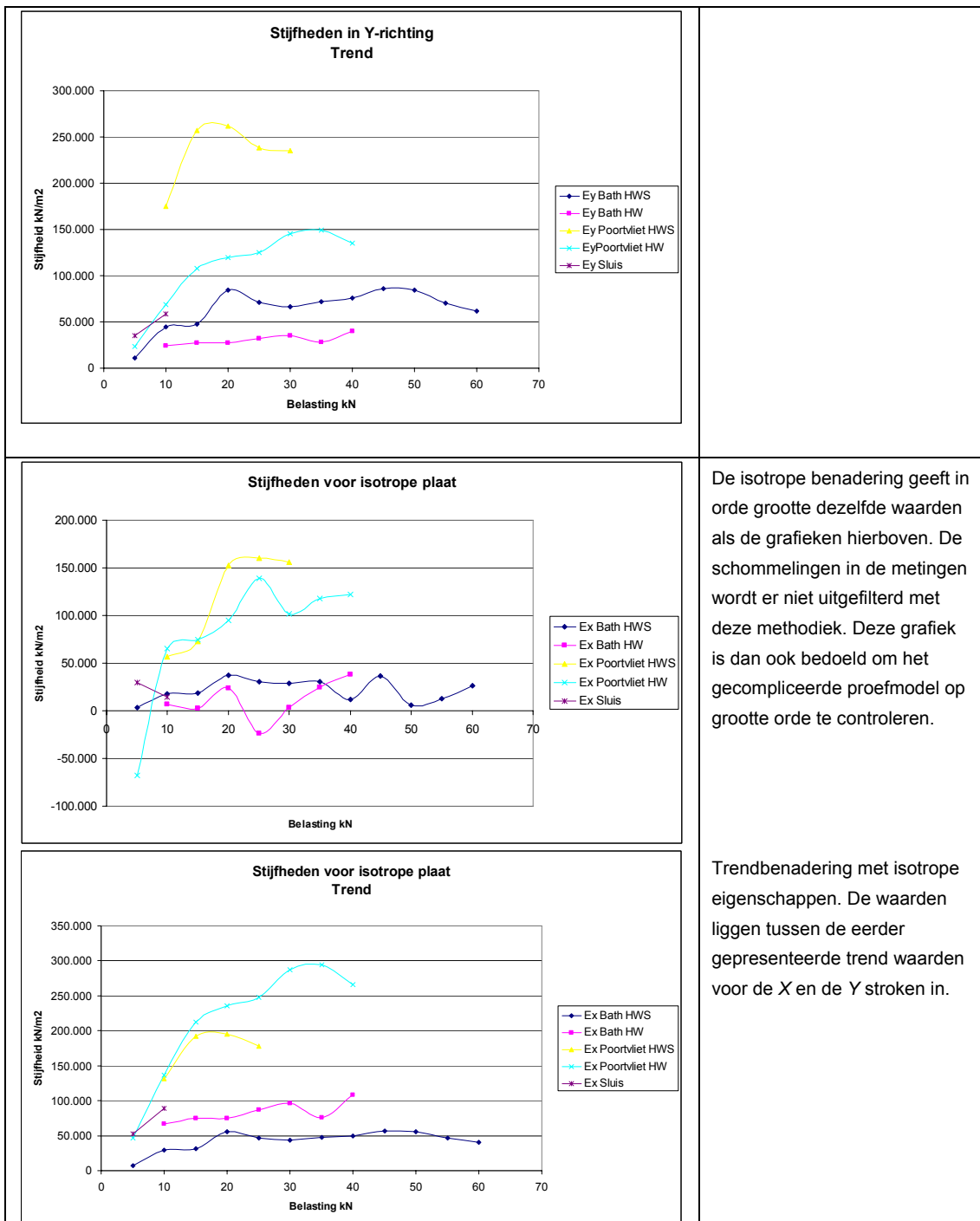
8.2.8 Stap 8 Elasticiteitsmoduli

Door alle stappen uit de voorgaande paragrafen te doorlopen zijn de materiaaleigenschappen van de zetting te berekenen. In deze paragraaf worden de grafieken getoond die met de berekeningen zijn gemaakt. Naast de directe resultaten zijn er twee schematiseringstappen gedaan: een isotrope benadering en een trendanalyse. Ook de grafieken uit deze bewerkingen zullen worden gepresenteerd.

Let op: de grafieken uit deze paragraaf worden gepresenteerd in de coördinaten van de zetting. E_y is dus meteen de elasticiteitsmodulus in de richting van teen tot berm. De waarden worden gepresenteerd in kN/m^2 . Dit is om te rekenen naar MPa door te vermenigvuldigen met een factor 10^{-3} .

Enkelsteens proeven:

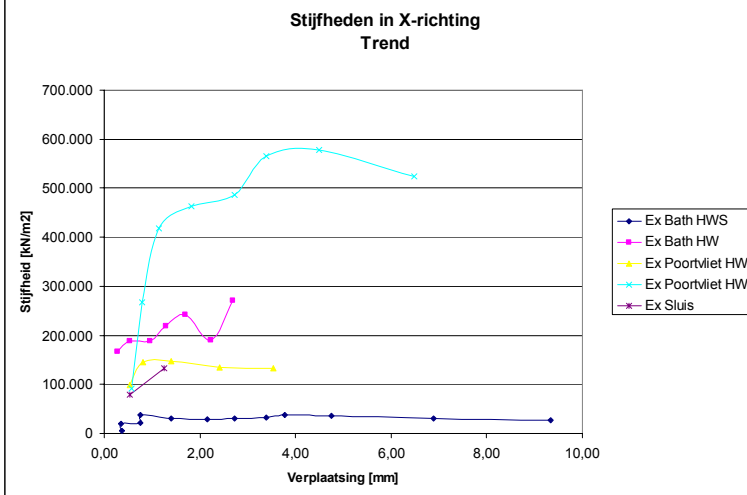
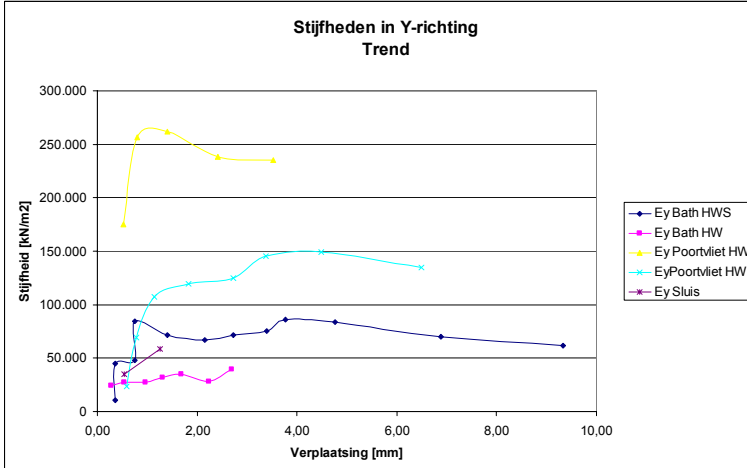
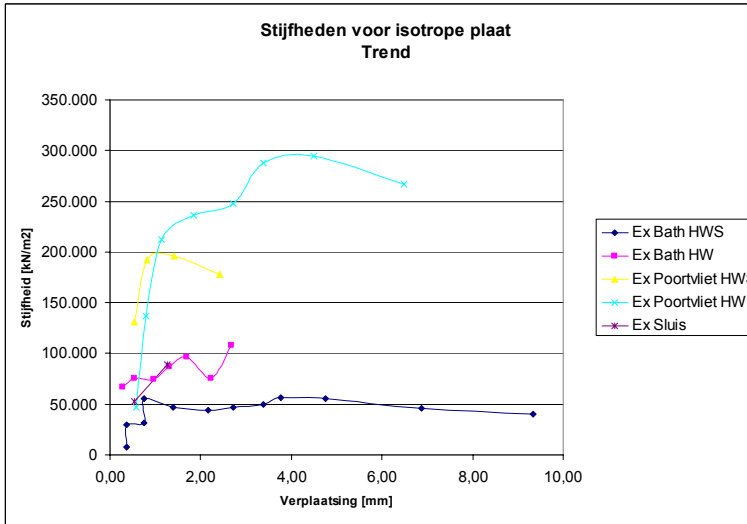
Grafiek E-modulus - verplaatsing	Omschrijving
<p style="text-align: center;">Stijfheden in X-richting</p>	<p>Opvallend hier is de grote elasticiteitsmodulus die voor de meting in Bath HWS wordt berekend. Uit de gegevens blijkt dat deze negatieve E-modulus wordt veroorzaakt door extreem hoge waarden van L_x en L_y. Hierdoor zijn de verticale vervormingen (evenredig met de HW lijn) relatief klein. Door het grote oppervlak wordt de q-last dominant in de vervorming. Door de negatieve E-modulus werken de puntlast en de q-last tegengesteld, waardoor de vervorming toch met de puntlast mee gaat. In de trendfiguur wordt deze problematiek opgeheven. De oscillaties in de waarden bij Poortvliet zijn verdwenen. En Bath HWS geeft plausible waarden</p>
<p style="text-align: center;">Stijfheden in X-richting Trend</p>	
<p style="text-align: center;">Stijfheden in Y-richting</p>	<p>In deze grafiek blijkt dat Poortvliet een bijzondere rol speelt. De elasticiteitsmodulus is in de y-richting (langsrichting) juist groot op de HWS lijn. Alle grafieken geven een onrustig beeld. De trendfiguur geeft ook hier aardige resultaten. In Bath HWS wordt in beide richtingen een vergelijkbare stijfheid berekend. Bath HW is stijver tegen de dijk op dan er langs.</p>



Voordat de resultaten van de driesteens proeven wordt getoond moet worden vermeld dat de waarden waarbij de geldigheid van het model niet evident is zijn weggelaten uit de resultaten. Dit kán betekenen dat er voor bepaalde locaties geen meetwaarden zijn die op deze wijze kunnen worden verwerkt.

Voor de enkelsteens proeven is nog een extraset grafieken gemaakt. Daarin is de elasticiteitsmodulus uitgezet tegen de verplaatsing. Omdat de resultaten van de

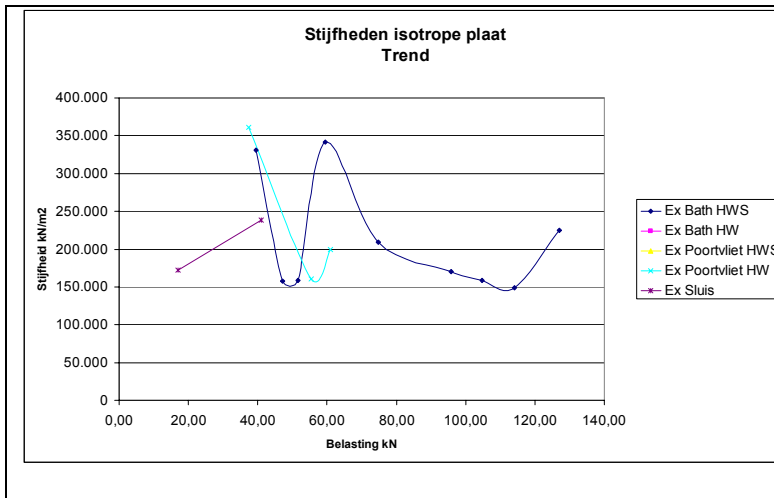
driesteens modelberekeningen veel minder betrouwbaar zijn is daar afgezien van deze bewerking.

Grafiek E-modulus - verplaatsing	Omschrijving
<p style="text-align: center;">Stijfheden in X-richting Trend</p> 	<p>De grafiek is te vergelijken met de tweede grafiek in de tabel hierboven (X-Trend). De grafieken zijn wel wat vervormd omdat de schaal van de x-as anders is.</p> <p>De zetting verstijft hier snel (± 1 mm vervorming), wat uit de grafiek met de belasting op de x-as minder duidelijk was.</p>
<p style="text-align: center;">Stijfheden in Y-richting Trend</p> 	<p>Vergelijkbaar beeld als hierboven</p>
<p style="text-align: center;">Stijfheden voor isotrope plaat Trend</p> 	<p>Vergelijkbaar beeld als hierboven</p>

Driesteens proeven Horizontaal (in zettingscoördinaten)

In verband met het onrustige beeld van de grafieken worden alleen de trendmatige analyses getoond.

Grafiek E-modulus - verplaatsing	Omschrijving																																																
<p style="text-align: center;">Stijfheden in X-richting Trend</p> <table border="1"> <caption>Approximate data for Stijfheden in X-richting</caption> <thead> <tr> <th>Belasting (kN)</th> <th>Ex Bath HWS</th> <th>Ex Bath HW</th> <th>Ex Poortvliet HWS</th> <th>Ex Poortvliet HW</th> <th>Ex Sluis</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>40,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>22,000</td></tr> <tr><td>60,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>2,000</td><td>0</td></tr> <tr><td>80,00</td><td>1,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>100,00</td><td>2,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>120,00</td><td>4,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>140,00</td><td>5,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	Belasting (kN)	Ex Bath HWS	Ex Bath HW	Ex Poortvliet HWS	Ex Poortvliet HW	Ex Sluis	20,00	0	0	0	0	0	40,00	0	0	0	0	22,000	60,00	0	0	0	2,000	0	80,00	1,000	0	0	0	0	100,00	2,000	0	0	0	0	120,00	4,000	0	0	0	0	140,00	5,000	0	0	0	0	<p>Het driesteens model geeft door de fluctuaties en verschillen een onrustige indruk. Uit de invoergegevens blijkt dat pas bij 40 kN de geldigheid van het model vast staat: voor die tijd is de vervormde lengte niet breder dan de basis van de vizels. Deze grenswaarde zal in de komende grafieken belangrijk blijven.</p> <p>De metingen van proeven onder de 40 kN lijken niet met het huidige model te beschrijven.</p>
Belasting (kN)	Ex Bath HWS	Ex Bath HW	Ex Poortvliet HWS	Ex Poortvliet HW	Ex Sluis																																												
20,00	0	0	0	0	0																																												
40,00	0	0	0	0	22,000																																												
60,00	0	0	0	2,000	0																																												
80,00	1,000	0	0	0	0																																												
100,00	2,000	0	0	0	0																																												
120,00	4,000	0	0	0	0																																												
140,00	5,000	0	0	0	0																																												
<p style="text-align: center;">Stijfheden in Y-richting Trend</p> <table border="1"> <caption>Approximate data for Stijfheden in Y-richting</caption> <thead> <tr> <th>Belasting (kN)</th> <th>Ey Bath HWS</th> <th>Ey Bath HW</th> <th>Ey Poortvliet HWS</th> <th>Ey Poortvliet HW</th> <th>Ey Sluis</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>40,00</td><td>200,000</td><td>500,000</td><td>1,600,000</td><td>100,000</td><td>500,000</td></tr> <tr><td>60,00</td><td>200,000</td><td>500,000</td><td>0</td><td>50,000</td><td>500,000</td></tr> <tr><td>80,00</td><td>200,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>100,00</td><td>150,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>120,00</td><td>100,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>140,00</td><td>100,000</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	Belasting (kN)	Ey Bath HWS	Ey Bath HW	Ey Poortvliet HWS	Ey Poortvliet HW	Ey Sluis	20,00	0	0	0	0	0	40,00	200,000	500,000	1,600,000	100,000	500,000	60,00	200,000	500,000	0	50,000	500,000	80,00	200,000	0	0	0	0	100,00	150,000	0	0	0	0	120,00	100,000	0	0	0	0	140,00	100,000	0	0	0	0	<p>In de taludrichting van de dijk zijn de rollen van Bath HWS en Poortvliet HW omgekeerd. De stijfheidsratio van deze zettingen is tegengesteld.</p> <p>Ook hier lijkt het dat het model pas bij een belasting van 40 kN van toepassing is.</p>
Belasting (kN)	Ey Bath HWS	Ey Bath HW	Ey Poortvliet HWS	Ey Poortvliet HW	Ey Sluis																																												
20,00	0	0	0	0	0																																												
40,00	200,000	500,000	1,600,000	100,000	500,000																																												
60,00	200,000	500,000	0	50,000	500,000																																												
80,00	200,000	0	0	0	0																																												
100,00	150,000	0	0	0	0																																												
120,00	100,000	0	0	0	0																																												
140,00	100,000	0	0	0	0																																												



Het rekenen met een isotrope plaat biedt niet direct soelaas voor deze proeven Het beeld blijft onregelmatig. Wederom kunnen die uitschieters met de veronderstelling dat het model in dat gebied niet geldig is worden genegeerd.

Driesteens proeven Verticaal

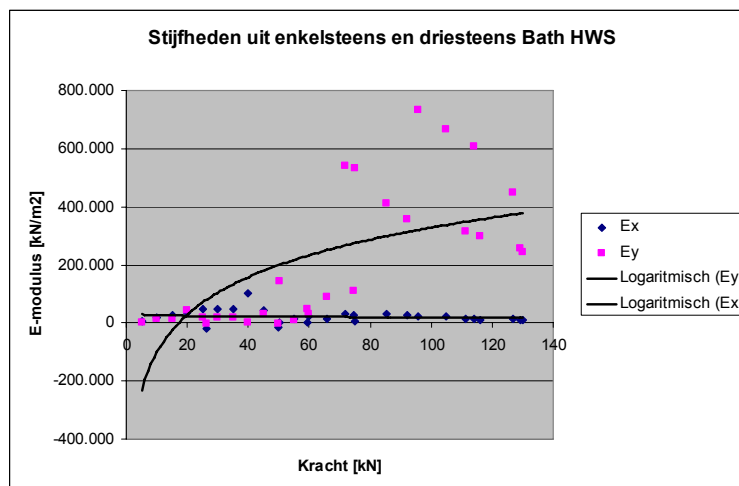
Grafiek E-modulus - verplaatsing	Omschrijving
<p style="text-align: center;">Stijfheden in X-richting Trend</p>	<p>De verticale proeven geven hetzelfde beeld als de horizontale proeven: onrustige lijnen.</p>
<p style="text-align: center;">Stijfheden in Y-richting Trend</p>	<p>Stijfheden in de taludrichting van de dijk. Let op, deze grafiek heeft een andere schaal dan die in de X-richting.</p>
<p style="text-align: center;">Stijfheden isotrope plaat Trend</p>	<p>Stijfheden bij isotrope benadering</p>

Samenvatting elasticiteitsmoduli

De elasticiteitsmoduli nemen allemaal toe bij toenemende belasting. Vaak lopen ze naar een vaste waarde toe, waarna de stijfheden weer enigszins beginnen af te lopen. Het is niet duidelijk of de grafieken in de oorsprong beginnen of niet. De stabiele elasticiteitsmoduli op de curven variëren tussen de 50MPa en 200 MPa bij de enkelsteens proeven (uitschieter Poortvliet niet meegerekend) en 200 tot 800 MPa voor de driesteens proeven. Ter vergelijking: beton heeft een elasticiteitsmodulus van ongeveer 30.000 MPa.

In de langsrichting van de zetting (x-as) zijn de elasticiteitsmoduli niet op voorhand hoger of lager dan in de richting van teen tot kruin.

De onzekerheden in het model, de metingen en de interpolatie methode zijn vrij groot. Verwacht wordt dat vooral de modellering van de driesteens proeven voor verbetering vatbaar is. Om de spreiding van de resultaten te verduidelijken zijn de berekende waarden voor de elasticiteitsmoduli van de enkelsteens en de driesteens modellen in één diagram gezet.



Figuur 8-6 Elasticiteitsmoduli Bath HWS. Enkelsteens en driesteens modellen.

Uit de bovenstaande figuur blijkt dat de spreiding in de resultaten groot is. Tot 60 kN zijn vooral de enkelsteens modelinvloeden van belang. Boven de 40 kN komen meer driesteens resultaten beschikbaar. Die waarden zijn tot wel 50 keer zo groot.

Er wordt vastgesteld dat de enkelsteens resultaten het betrouwbaarst zijn en dat de trendbenadering noodzakelijk is. De elasticiteitsmoduli zijn dan als volgt samen te vatten:

[MPa]	Gemiddelde	Max. afwijking
Basalton	200	75
Hydroblock	70	25

Tabel 8-13 Elasticiteitsmoduli uit trekproeven

De driesteensproevensproeven horizontaal onderschrijven deze constatering, de verticale proeven zijn aan zoveel spreiding onderhevig dat geen conclusies uit getrokken kunnen worden op basis van deze berekeningen.

8.2.9 Inwendige krachten

De inwendige krachten zijn ook een directe afgeleide van de modelberekeningen. De momenten zijn alleen van belang voor de berekening van de normaalkracht in de zetting. In principe zou het maximale moment dat tijdens de proef werd behaald dus maatgevend zijn voor de momentcapaciteit van de zetting. Om de grote slingeren uit het model te vermijden is de berekening met trendlijnen gebruikt voor deze analyse.

A)

Momentcapaciteit X	Enkelsteens		Driesteens HZ		Driesteens VC	
	Mmax	Mgemiddeld	Mmax	Mgemiddeld	Mmax	Mgemiddeld
Bath HWS	8,4	3,6			7,5	1,5
Bath HW	17,1	7,6			0,0	0,0
Poortvliet HWS	4,0	1,8			0,5	0,2
Poortvliet HW	13,9	7,5			2,2	0,5
de Sluis	2,4	1,3			0,6	0,2

B)

Momentcapaciteit Y	Enkelsteens		Driesteens HZ		Driesteens VC	
	Mmax	Mgemiddeld	Mmax	Mgemiddeld	Mmax	Mgemiddeld
Bath HWS	13,8	6,0	1,6	0,4		
Bath HW	5,4	2,5	0,0	0,0		
Poortvliet HWS	5,6	2,7	0,1	0,0		
Poortvliet HW	7,4	3,3	0,3	0,1		
de Sluis	1,5	0,9	0,9	0,4		

Tabel 8-14 A en B. Momenten in zetting volgens model met trendmatige invoer.

De normaalkracht kan uit de berekende momenten worden berekend. Hiervoor is de interne hefboomsarm, of excentriciteit benodigd. Die wordt hier vastgesteld als de steenhoogte minus de uitwassing die in §6.8 Inwassingsbeoordeling is vastgesteld. Op die wijze zijn de volgende waarden bepaald:

Hydroblocks Bath HWS	e = 350 mm (380-30)
Hydroblocks Bath HW	e = 320 mm (350-30)
Basalton Poortvliet	e = 200 mm (250 – 50)
Basalton Sluis	e = 190 mm (250 – 60)

	Momentcapaciteit X	Momentcapaciteit Y	Drukhoogte e	Normaalkracht X	Normaalkracht Y	Spanning X	Spanning Y
	[kNm]	[kNm]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Bath HWS	2,6	3,2	0,35	7,3	9,1	0,021	0,026
Bath HW	3,8	1,2	0,32	11,8	3,9	0,037	0,012
Poortvliet HWS	1,0	1,4	0,2	5,0	6,9	0,025	0,034
Poortvliet HW	4,0	1,7	0,2	20,1	8,6	0,101	0,043
de Sluis	0,7	0,6	0,19	3,8	3,4	0,020	0,018

Tabel 8-15 Normaalkracht in de zettingen

Waarbij geldt: $N = \frac{M}{\text{drukhoogte}}$ (zie §2.1.5, model Peters)

8.2.10 Evaluatie plaatmodel

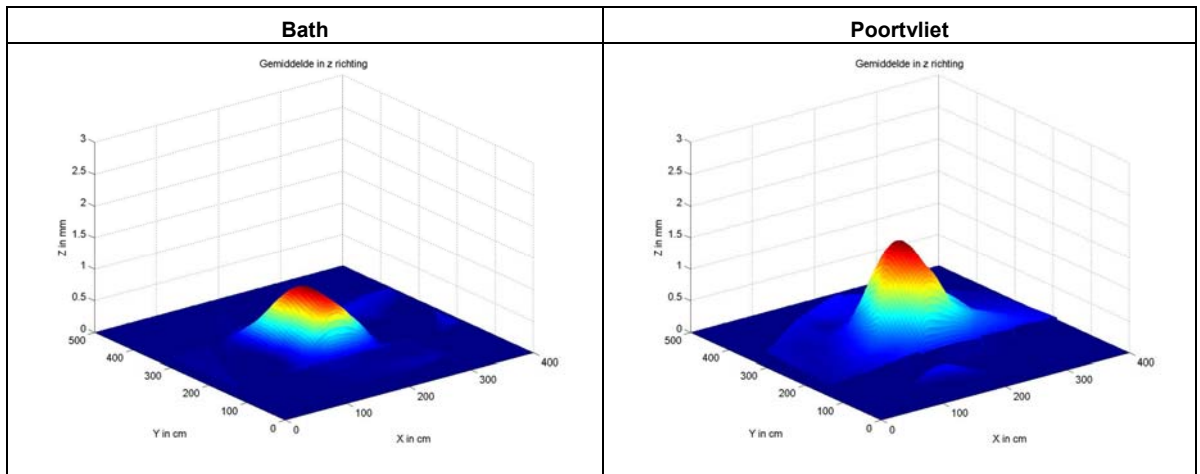
Theoretisch zijn alle materiaaleigenschappen met het gebruikte plaatmodel te berekenen. De trends die ook in andere omstandigheden zijn aangetoond (afvlakken) doen vermoeden dat de enkelsteens modelresultaten goed bruikbaar zijn. De resultaten zijn vaak goed op een lijn te brengen en oscillaties zijn te verklaren aan de hand van de profresultaten.

Het driesteens model is echter niet altijd van toepassing op de meetresultaten. Vaak voldoen de afmetingen van het verplaatsingsvlak niet aan de randvoorwaarden die bij het opstellen van het model zijn aangehouden. Er zijn bijvoorbeeld veel proeven waarbij de vervormingen zich concentreren rond twee van de drie vijzels. Het model met drie gelijkwaardige oplettingen is dan niet van toepassing. De proeven waarbij wél een goede drievoudig belaste plaat ontstaat, zijn ook niet volledig met dit model te beschrijven. Dan zijn de gemeten krachten vaak niet in overeenstemming met de vooraf aangenomen symetrie-eisen. In andere woorden kan worden gezegd dat de stijfheid niet alleen orhogonaal is verdeeld, maar wellicht ook nog binnen de oppervlakte van een proef kan verlopen. Vaak zijn de stijfheden van de twee buitenste stenen ver uiteenlopend.

Vooraf de proeven met een relatief grote belasting zijn nog enigszins voor dit model geschikt. Dan moet echter wél worden aangetoond dat de oplettingen van de meetkar het verplaatsingsgebied niet beïnvloeden.

De sprongen die in de grafieken worden getoond zijn een indicatie voor de foutenmarge die bij de berekeningen in acht moet worden genomen. De sprongen zijn afkomstig uit de wisselende verhouding tussen de twee hoofd lengten (L_x/L_y) welke tot in de vijfde macht doorwerkt in de verhouding van de elasticiteitsmoduli. Tevens zullen niet alle proeven bij alle belastingen resultaat bieden. Bij de hoge krachten zijn de berekeningen dus gebaseerd op minder metingen dan bij de lage krachten. Dit is ook de reden dat de grafieken in Bath vaak verder doorlopen: die krachten die daar worden gehaald zijn groter.

De vervormingen van de Hydroblocks en de Basalton stenen is niet zo verschillend als op basis van de verschillende geometrieën verwacht zou kunnen worden. Om de uitkomsten van het model te vergelijken zijn de volgende twee grafieken gemaakt: Voor die grafieken zijn van alle metingen de vervormingen bij 20 kN van de enkelsteens proeven (HW en HWS) gemiddeld.



Tabel 8-16 Gemiddelde verplaatsingen bij 20 kN voor enkelsteens proeven in Bath en Poortvliet

Met de bovenstaande grafieken kan een verklaring worden gegeven voor het verschil in elasticiteitsmodulus tussen de zetting in Bath en Poortvliet.

In de onderstaande analyse worden een aantal zeer vereenvoudigde vergelijkingen gemaakt. De bedoeling is aan te tonen dat de grote vervormingen in Poortvliet geen lagere elasticiteitsmodulus hoeft te betekenen en de verhoudingen tussen de verschillende factoren aan te geven..

De vervormingen in Poortvliet zijn bij een belasting van 20 kN ongeveer 2,4 maal groter dan in Bath (0,5 resp. 1,2 mm). De interne hefboomsarm is echter in Bath $0,32/0,2 = 1,6$ maal zo groot.

Een excentriciteitverhouding van 1,6 werkt in het kwadratisch oppervlaktemoment tot de derde macht verheven door. Bij gelijke elasticiteitsmoduli zou de buigstijfheid⁴ in Bath dus $1,6^3 = 4,1$ maal zo groot zijn.

Dit zou volgens de theorie van Timoshenko ook een vervormingverhouding van 4,1 betekenen. Omdat de vervormingen slechts een factor 2,4 verschillen móet de elasticiteitsmodulus de verschillen veroorzaken. De E-modulus zal dus $4,1/2,4 = 1,7$ maal groter moeten zijn in Poortvliet om de verschillen te verklaren. De verschillen zijn dan ook goed te verklaren aan de hand van de metingen.

In de bovenstaande vergelijkingen is er stilzwijgend vanuit gegaan dat de grootte van de "plaat" in beide gevallen gelijk is. Die moet in principe worden meegerekend. Omdat deze niet in algemene zin te vereenvoudigen zijn wordt dat hier niet gedaan. Wel is duidelijk dat ook die eigenschap tot de 3^e macht verheven meetelt in de elasticiteitsmodulus.

Tevens is er geen direct verschil gemeten in de momentcapaciteit van de Hydroblocks en de Basalton blokken. Die momentcapaciteit is effectief afhankelijk van de grootte van het vervormingsgebied, de plaatafmetingen, en de belastingen. De afmetingen zijn weliswaar niet geheel gelijk bij gelijke vjzjelkrachten, maar ook het eigen gewicht van de stenen vormt een belasting. Hierdoor kan bij een kleiner vervormingsgebied in Bath tóch een vergelijkbaar moment worden opgebouwd.

De veronderstelde onthogonaliteit in de Basaltonzettingen wordt door de huidige resultaten ondersteund.

8.3 Kansen

Met de veldproeven wordt onderzocht hoe een goed geklemde steenzetting reageert op belasting. Met een "los blok" proef wordt uitgesloten dat losliggende stenen worden beproefd. Voordat de stenen met de volledige opstelling wordt beproefd wordt snel gecontroleerd of de stenen in ieder geval 5 maal hun eigen gewicht kunnen overbrengen. Achtergrond voor deze keuze ligt in de proeven die in de periode 1990 - 2000 zijn uitgevoerd. Die proeven waren te snel en te klein om de vorming van een kattenrug of om de overgang van elastische naar plastische vervorming te onderzoeken. Ze zijn echter wel geschikt om de kans op klemming te berekenen.

Uiteindelijk zal het doel zijn om alle grootheden die een rol spelen bij de stabiliteit in een mechanisch model te verwerken. Zodra dit mogelijk is kan ook aan iedere variabele een kansverdeling worden verbonden en is een probabilistische stabiliteitsberekening mogelijk. Tot dat model bruikbaar is zal er met ontwerpschema's worden gewerkt. De

⁴ Buigstijfheid: EI = elasticiteitsmodulus maal kwadratisch oppervlaktemoment

uitkomsten van die modellen zijn niet intrinsiek aan de constructie en belasting, maar opgelegd in factoren die uit ervaring komen.

Een goede beschouwing van de kans op klemming is noodzakelijk voordat er algemene conclusies aan de veldproeven verbonden kunnen worden. Het werk van Coeveld en Klein Breteler (2003) vormt hiervoor een uitstekend uitgangspunt.

Tussen 1990 en 2000 zijn 17 meetcampagnes geweest. De trekproeven zijn door verschillende partijen gedaan in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

Enkele van die meetcampagnes zijn op hetzelfde type steen als de nieuwe proeven gedaan: Hydroblocks en Basalton zettingen. Coeveld en Klein Breteler verdelen de datasets in diegene met stenen waarvoor geldt $F_n < 2G$ en $F_n > 2G$. F_n is daarin de netto trekkracht (trekkracht minus eigen gewicht) en G is het eigen gewicht van de steen. Deze verdeling is aangebracht om onderscheid te maken tussen het ontstaan van een kattenrug en bezwijken op randwrijving. Omdat de twee genoemde steentypen vrij goed klemmen en relatief weinig spreiding vertonen zijn er geen metingen $F_n < 2G$.

In de volgende tabel zijn de gegevens van Coeveld en Klein Breteler verzameld die betrekking hebben op Hydroblocks en Basalton zettingen.

Blokttype	Meetcampagne	Locatie	Jaar	Raai	Niveau	ρ_s	N	F_{nmin}	p	Γ_k
						[kg/m ³]	[-]	[N]	[%]	[-]
Hydro-blocks	10	Walsoorden	Voorjaar 1998	E, F, G, H	Boven tijzone	2400	199	2315	2,29	1,75
Basalton	3	Afsluitdijk	Voorjaar 1991	A, B, C, D, E, F, G, H	Boven tijzone	2300	784	6632	0,59	2,54
Basalton	4	Breskens	Najaar 1991	A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N	Boven tijzone	2300	1205	5318	0,39	2,91
Basalton	5	Maasluis	Najaar 1992 t/m najaar 1993	C, D, E, H, I, J, M, N, O, R, S, T	Boven tijzone	2300	1159	1826	0,41	2,87

Tabel 8-17 Klemfactoren per steentype volgens Coeveld en Klein Breteler

- ρ_s Dichtheid steenbekleding
- N Aantal trekproeven
- F_{nmin} Minimale netto trekkracht
- p Percentage stenen waarbij $F_n < 2G$ is met 99,9% zekerheid minder dan p %
- Γ_k Klemfactor

De klemfactor die in het onderzoek worden berekend zijn te beschouwen als een vermenigvuldigingsfactor op het onderwatergewicht van de stenen. Om de nieuwste proeven te vergelijken met de voorgaande zullen de nieuwe resultaten op dezelfde wijze worden verwerkt. Daarom zal de methodiek nog wat verder worden behandeld.

De gebruikte formule voor de bepaling van de klemfactor is als volgt.

$$\Gamma_k = 1 + \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho) \cdot \cos \alpha} \sqrt{\frac{4 \cdot N \cdot (1 - X/100)}{\ln(1 - P_B)}}$$

Vergelijking 8-5 Klemfactor met een onderscheidingskans van P_b en overschrijdingsfrequentie van X procent volgens de Rayleigh verdeling

Klemfactor met een onderscheidingskans van P_b en overschrijdingsfrequentie van X procent volgens de Rayleigh verdeling

- $F_{ngrens} = 2$ Grenswaarde voor overgang wrijving/buiglijger mechanisme. Factor op steenmassa
- $\rho_{steen} = 2400$ Soortelijke massa van de stenen. [kg/m³]
- $P_b = 0,99$ Betrouwbaarheid
- $X = 0,1\%$ Overschrijdingsfrequentie. Percentage stenen waarvoor $F_n < 2$

N = 46 Aantal proeven
 α = $\frac{1}{4}$ Hellingshoek

Het lijkt dat de stenen die beproefd worden allemaal gemakkelijk meer dan 2 keer hun eigen gewicht aan trekkracht kunnen dragen. Dit geldt zelfs voor de, tot dus ver, twee afgekeurde stenen uit de “los blok” proeven. Hiermee zal volgens de methode uit [Coeveld en Klein Breteler, 2003] een klemfactor van 1,36 worden berekend op basis van 46 beproefde stenen.

Deze methode is echter zeer afhankelijk van het aantal beproefde stenen, waardoor dit een slechte score is: vergelijk de factor 1,75 die de Hydroblocks eerder haalden. Omdat bij de huidige beproevingen relatief weinig stenen worden beproefd zullen de klemfactoren veel lager uitkomen dan oude meetcampagnes hebben aangetoond.

De enige manier om alsnog de oude en nieuwe meetgegevens statistisch te vergelijken met een verdelingsvrije toets. Hiervoor zijn echter beide datasets benodigd. Tevens is de significantie van zo'n toets gering: de stenen die nu worden beproefd zijn expliciet op potentiële optrekkracht uitgekozen en geenszins representatief voor de hele zetting. Bij eerdere trekproeven gold deze keuze juist niet.

9 ANALYSE SCHUIFPROEVEN

In dit hoofdstuk wordt verder ingegaan op de resultaten van de schuifproeven die niet direct uit de metingen voortkomen. In de eerste paragraaf wordt de werkwijze kort uitgelegd.

9.1 Werkwijze bij analyse

De analyse van de schuifproeven is in een aantal delen gesplitst. Allereerst volgt er een kwalitatief deel, waarin hooguit indicatieve berekeningen worden gedaan. Daar is een overzicht gegeven van de eigenschappen die op basis van de grafieken uit het resultaten hoofdstuk kunnen worden getrokken. Deze verschijnselen zijn niet volledig te kwantificeren, maar wel typerend voor de proeven.

Daarna is er een tweede, kwantitatieve analyse gedaan. Voordat de cijferanalyse van de schuifproeven is gestart zijn 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. Ook zijn er enkele berekeningen gedaan. In de volgende paragrafen zullen de resultaten per hoofdgroep worden behandeld.

Voor beide analyses is vaak handmatig informatie afgelezen uit de grafieken uit de voorgaande hoofdstukken. Alle berekeningen zijn met een gelineariseerd gedrag geschematiseerd. De differentiaalvergelijkingen die theoretisch de interactie tussen de elastische zetting en de schuifwrijving beschrijven zijn niet opgesteld.

De grafieken zijn in een aparte paragraaf opgenomen omdat deze het hoofdresultaat van de berekening vormen.

9.2 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 wordt meestal geweten aan een meetfout. Voor die meetfouten zijn de volgende oorzaken aan te wijzen:

- Rotatie van een steen om de z-as (verstoord translatie beeld)
- Inklemming van de hoeklijn is niet 100% (b.v. door ecolaag of voeg)
- De sensor verschuift over de hoeklijn (niet onder een hoek van 90° geplaatst)

Gezien deze mogelijkheden is het gerechtvaardigd extreme afwijkingen te negeren bij de interpretatie.

De algemene eigenschappen die aan de hand van de schuifproeven zijn bepaald zijn:

- Kenmerkend gedrag
- Spreidingshoek

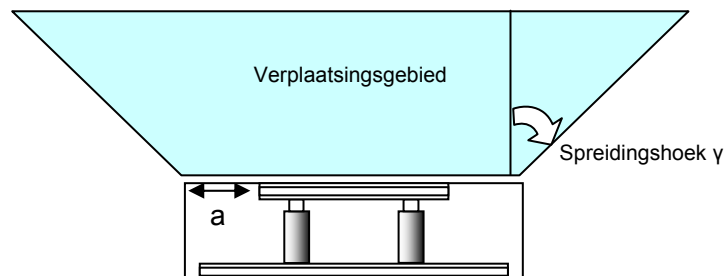
9.2.1 Kenmerkend gedrag

De proeven vertonen enkele eigenschappen die voor alle proeven gelden. De vorm van het kracht-weg diagram en de elastische en plastische verplaatsingen zijn voor alle proeven deel van het gedrag. Tijdens de belastingscyclus komen de volgende fasen voor:

<i>Onbelast</i>	De zetting is in rust.
<i>Belasten1</i>	De openingen die eventueel bij het maken van de sleuven zijn ontstaan, worden dicht gedrukt. Dit vindt plaats bij een lage kracht en herstelt min of meer de ongeroerde toestand.
<i>Belasten2</i>	Als de belasting wordt doorgevoerd zal de zetting elastisch en plastisch gaan vervormen. Bij het vervormen wordt de pakkingsdichtheid vergroot en de wrijving tussen de zetting en de granulaire laag geactiveerd. De pakkingsrek is ongeveer 30-60% van de elastische rek. Bij voortschrijdende vervorming verstijft de zetting.
<i>Aflaten</i>	Bij het aflaten van de kracht wordt de elastische vervorming ongedaan gemaakt. De pakkingsrek leidt daarentegen tot een definitieve verplaatsing van het veld.

9.2.2 Spreidingshoek

De belasting die op de zetting wordt aangebracht, zal naar de bovenliggende stenen worden overgebracht. De hoek waaronder de zetting reageert op de belasting is de spreidingshoek.



Figuur 9-1 Verplaatsingsgebied en spreidingshoek

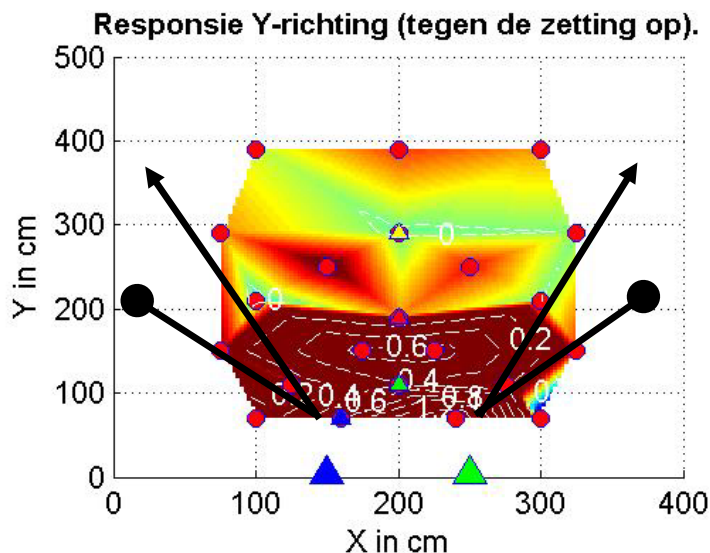
Om de spreidingshoek aan de hand van deze metingen te berekenen zijn de smalle proeven gebruikt. Verwacht wordt dat de brede proeven altijd een gebied breder dan de meetopstelling zullen beïnvloeden. Deze zijn dus niet geschikt voor deze bepaling. Bij de smalle proeven hoeft dit niet het geval te zijn.

Voordat de analyse start is het noodzakelijk een tekortkoming te benoemen.

De vorm van het verplaatsingsgebied uit de interpolatie is namelijk niet geheel volgens verwachtingen. De stenen vlak naast de gedrukte rand reageren vaak alsof ook zij gedrukt worden, aangegeven met de afstand a . Het dóórlopen van het verplaatsingsgebied is echter afkomstig uit de interpolatie en niet gemeten. Die afstand is de afstand tussen twee randsensoren, waartussen de verplaatsingen geleidelijk afnemen. Het probleem vindt zijn oorsprong in het beperkte aantal sensoren en een

interpolatie die geen sprongen maakt tussen twee meetpunten. Bij de interpretatie van de proeven is het noodzakelijk de achtergrond van de grafieken in de gaten te houden.

Ook in het veld zijn de meetpunten ook van groot belang bij de bepaling van de spreiding. In de analyse hieronder blijkt dat de nauwkeurigheid van die hoek sterk afhankelijk is van het aantal sensoren in het spreidingsgebied.



Figuur 9-2 Spreidingshoek in SPBS2

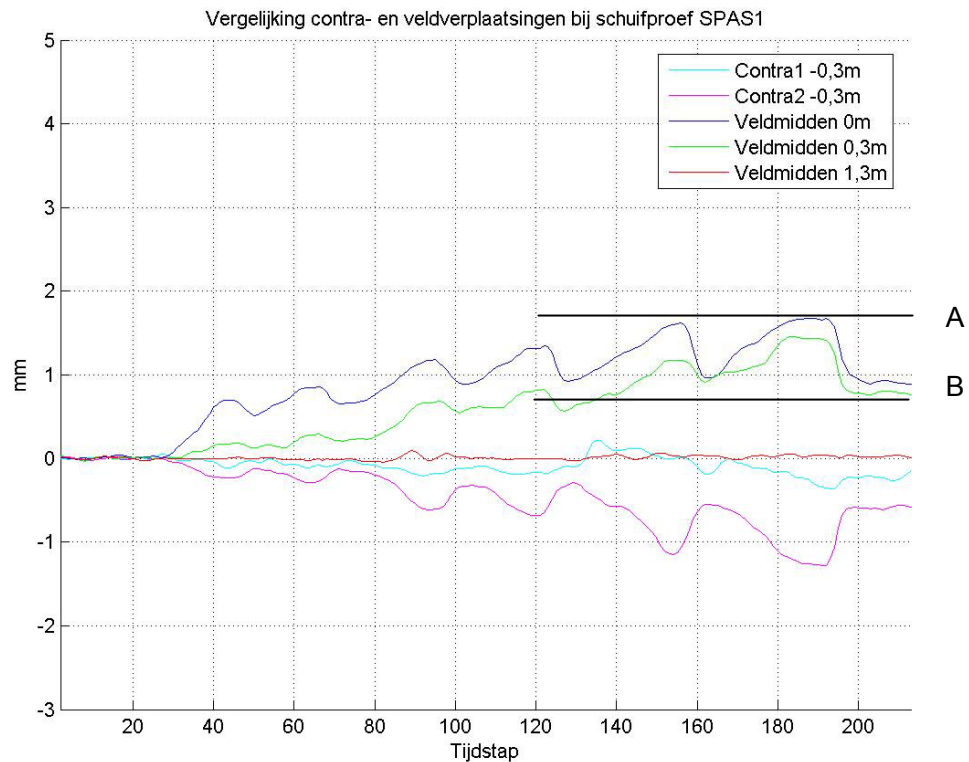
In de figuur hierboven zijn twee pijlen getekend. Buiten het gebied van deze pijlen zijn de verplaatsingen nul, erbinen groter dan nul. De pijlen staan dus getekend in de spreidingshoek van de belasting. Als de spreidingshoek γ is dan geldt hier $\tan(\gamma)=75/140$. Dus $\gamma=28^\circ$ ofwel $0,5$ rad.

Voor de andere metingen geldt ongeveer dezelfde spreidingshoek. Het is echter evident dat de plaatsing van de sensoren een grote invloed is op deze bepaling. Wel kan worden vastgesteld dat de spreiding met de ronde kop niet mogelijk is. Op die lijn ligt namelijk een sensor die op nul blijft. De bijbehorende hoek is 45° ($0,78$ rad). De spreidingshoek ligt dus tussen deze waarden in: $28^\circ < \gamma < 45^\circ$. Omdat het sensorveld voor alle metingen hetzelfde is gebleven kan deze waarde niet worden verfijnd.

9.3 Stijfheid

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. Uit die grafieken is de rek, de pakkingsrek en de verhouding met de contrasensoren afgelezen. Hieronder is een voorbeeld opgenomen:



Figuur 9-3 Vergelijking van verplaatsingen in het veld met de contrasensoren

De verhouding tussen de verplaatsingen tegen de zetting op en naar de teen toe wordt met de verhouding veld/contra. Lijnen A en B zijn hier respectievelijk de totale rek en de pakkingsrek bij 100 kN belasting. De elastische rek is dan A-B.

Om de rekken en spanningen tot een elasticiteit te kunnen omrekenen moet ook de invloedslengte van de belasting worden bepaald. Dit is effectief de diepte van het verplaatsingsgebied en wordt bepaald aan de hand van de grafieken uit hoofdstuk 7.

9.3.1 Berekeningen

De berekeningen voor de elasticiteitsmodulus zijn in een spreadsheet uitgevoerd. Hiervoor zijn de volgende gegevens verzameld:

In de tabel zijn de volgende gegevens opgenomen:

Schuifproeven	Locatie van de proef
Code	De proefcode
Breedte	De breedte van de belaste rand
Dikte	De dikte van de stenen (zuilhoogte)
Oppervlakte	Oppervlakte van de gedrukte rand (breedte x dikte)
Spanning	Kracht (100 kN) gedeeld door oppervlakte
Vervorming	Verplaatsing op 0,3 meter van de gedrukte rand. Niet altijd beschikbaar. Sensor 1.
Contrasensoren	Maximale uitslag van de contrasensoren
Verhouding *** (0m)	Berekend met Matlab. Maximale veldverplaatsing op 0 meter gedeeld door de maximale gemiddelde contrasensoruitslag.
Verhouding *** (0,3m)	Hetzelfde, maar dam op 0,3 meter vanaf de gedrukte rand.

Pakkingsrek*	Afgelezen zoals in Figuur 9-3
Invloeds lengte	Diepte van het invloedsgebied
Rek **	Elastische rek
E-modulus (Ez)	Elasticiteitsmodulus zonder pakkingsrek
E-modulus (Em)	Elasticiteitsmodulus met pakkingsrek, ofwel ten opzichte van de oorsprong in het kracht-weg diagram.

Tabel 9-1 Componenten in de mechanische analyse

De meeste van deze gegevens zijn handmatig afgelezen. Verder is in de berekeningen de zetting als een prismatische ligger geschematiseerd, met een oppervlakte gelijk aan de drukrand.

Schuifproeven	Code	Breedte	Dikte	Oppervlakte	Spanning	Vervorming	Contrasensoren	Verhouding ***	Verhouding ***
		B	d	A					
		[m]	[m]	[m ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
Bath	SPAB1	2	0,35	0,7	0,14	0,2	0,5	0,10	0,33
	SPAB2	2	0,38	0,76	0,13	0,2	0,7	1,60	0,26
	SPAS1	1	0,35	0,35	0,29	1,6	1,5	2,10	1,80
	SPAS2	1	0,38	0,38	0,26	0,6	0,2	5,20	2,70
Poortvliet	SPBB1	2	0,25	0,5	0,20	0,1	2	0,39	0,04
	SPBB2	2	0,25	0,5	0,20	0,16	2,5	0,85	0,09
	SPBS1	1	0,25	0,25	0,40	1	0,4	9,00	1,40
	SPBS2	1	0,25	0,25	0,40	0,3	1	0,99	0,50
Sluis	SPCB1	2	0,25	0,5	0,20	nvt	1,5	1,50	0,04
	SPCB2	2	0,25	0,5	0,20	nvt	1,3	2,30	0,00
	SPCS1	1	0,25	0,25	0,40	2,3	2	2,10	1,00

Vervolg...

Pakkingsrek*		Invloeds lengte L	Rek ** ϵ	E-modulus Ez	E-modulus Em
δ (op 0m/100kN)					
op 0,0 m [mm]	op 0,3 m [mm]	[m]	[-]	[MPa]	[MPa]
0	0	1,3	154E-06	929	929
0,5	0	1,3	154E-06	855	855
0,9	0,8	1,5	533E-06	536	268
0,5	0,2	1,3	308E-06	855	570
0	0	1	100E-06	2000	2000
0,3	0	1,3	123E-06	1625	1625
8	0,5	1,5	333E-06	1200	600
0,7	0,1	1,5	133E-06	3000	2000
0,3	nvt	nvt	nvt	nvt	nvt
1	nvt	nvt	nvt	nvt	nvt
3,5	1,6	2	350E-06	1143	348

Tabel 9-2 Mechanische berekeningen bij Schuifproeven

*) Blijvende rek na aflaten kracht

**) Exclusies pakkingsrek. Op 0,3 m van gedrukte rand.

***) Uit matlab volgens : $\max(\text{midden1})/\max(\text{abs}(\text{contra1}+\text{contra2})/2)$

$$E = \frac{F \cdot L}{A \cdot \delta}$$

Vergelijking 9-1 Elasticiteitsmodulus uit de schuifproeven

Waarin

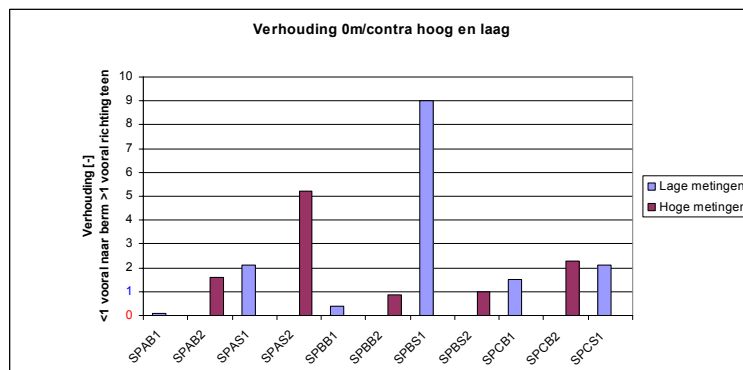
- E Elasticiteitsmodulus [MPa]
- F Belasting [standaard 100.000 N]
- L Invloeds lengte [mm]
- A Oppervlakte van equivalente prismatische ligger [mm²]
- δ Verplaatsing. Deze waarde is zowel mét als zonder pakkingsrek bepaald [mm]

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 is opgebouwd uit twee delen.

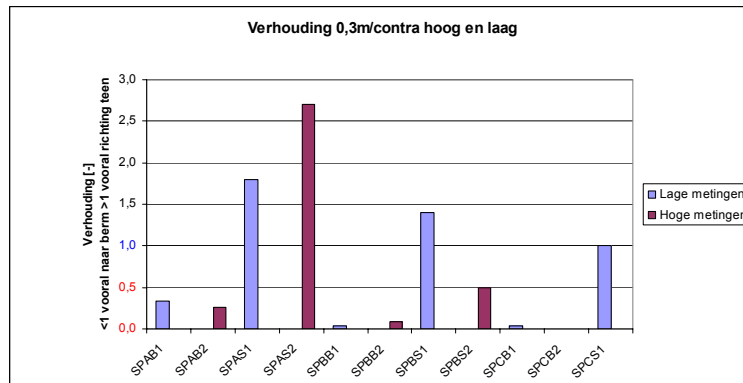
Allereerst is er de verdichting van het steenrooster. Ten tweede speelt, op een kleinere schaal de wrijvingskracht een rol. Door de belasting kan deze wrijving in een andere richting en grootte worden gedwongen, wat invloed op de zetting heeft.

9.4 Grafieken

Uit de berekeningen blijkt dat de zetting geen directe voorkeur heeft voor verplaatsingen naar de teen of naar boven. Dit is bepaald uit de verhouding veld-/contrasensor. Ondanks het brede staalprofiel aan de teenzijde zijn de verplaatsingen in die richting niet altijd kleiner.

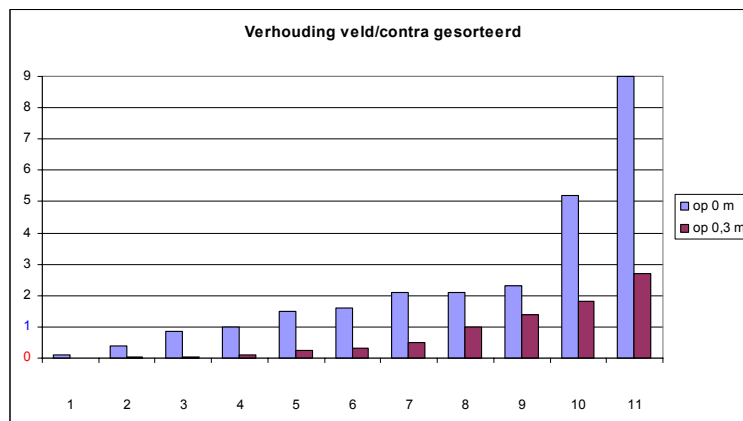


Figuur 9-4 Verhouding tussen veld- en contrasensoren voor hoge en lage stenen. Veldsensoren op de gedrukte stenen.



Figuur 9-5 Verhouding tussen veld- en contrasensoren voor hoge en lage stenen. Veldsensoren op 30 cm van de gedrukte stenen.

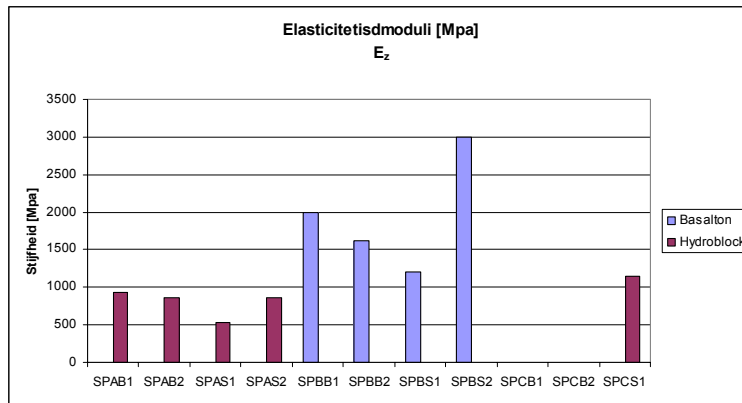
In de bovenstaande grafieken zijn zowel waarden boven de 1 als eronder te zien. Groter dan 1 betekent een grotere verplaatsing naar boven dan naar de teen. Het onderscheid in proeflocaties en hoge en lage metingen lijkt niet tot een onderscheid in groepen te leiden. Inzichtelijker is de volgende grafiek. De locatie van de proef is in die grafiek verloren gegaan.



Figuur 9-6 Verhouding tussen veld- en contrasensoren. Gesorteerd van laag naar hoog.

Het is nu te zien dat bij de metingen op 0,3 meter 8/11^{de} deel van de proeven meer naar de teen reageert. Voor de nulmeting is dat 4/11^{de}. Al met al gaat bij ongeveer de helft van de proeven het grootste deel van de verplaatsingen naar de teen.

De stijfheidsberekeningen geven waarden die met de trekproeven te vergelijken zijn. Meestal liggen ze iets hoger, maar dat is met het wrijvingsaandeel te verklaren. Die speelt hier wel een rol en in de trekproeven niet. De Hydroblocks zijn ongeveer half zo stijf als de Basalton zuilen. De gegevens uit de tabel zijn hieronder in een grafiek weergegeven.



Figuur 9-7 Elasticiteitsmoduli uit de schuifproeven. Zonder de pakkingsrek (E_z)

9.5 Conclusies

De verplaatsingen zijn vrij klein, orde 0,1 mm

De stijfheden zijn groter dan berekend uit de trekproeven. Dit wordt aan het wrijvingsaandeel in de elasticiteit geweten.

De Basalton zettingen zijn twee keer stijver (2000 MPa) dan de Hydroblock zettingen (1000 MPa).

De spreidinghoek ligt tussen de volgende waarden in: $28^\circ < \gamma < 45^\circ$. Omdat het sensorveld voor alle metingen hetzelfde is gebleven kan deze waarde niet worden verfijnd.

10 TERUGKOPPELING

In dit hoofdstuk worden de resultaten tegen de doelstellingen afgezet. Dit gebeurt ook met de voorgaande metingen en de predicties. Tenslotte worden de proeven geëvalueerd.

10.1 Doelstellingen

De onderzoeksvragen zijn in de onderzoeksbeschrijving geformuleerd. Voor het gemak worden deze hier herhaald:

De hoofdvraag die met de genoemde veldproeven moet worden beantwoord is in een vroeg stadium als volgt geformuleerd:

“Wat is de momentcapaciteit van steenzettingen ten gevolge van de normaalkracht in het vlak van de zetting door inklemming in veldsituaties?”

Voor de veldproeven zijn in het werkplan van Peters een aantal subdoelen geformuleerd. Meestal zijn dit deelvragen die uit de laboratoriumproeven zijn voortgekomen.

1. Hoe groot is de aanwezige normaalkracht? Vast te stellen uit back-analysis van de trekproeven en uit de aanvangskracht bij de schuifproef.
2. Wat is de voegstijfheid? Vast te stellen op basis van beide proeven.
3. Wordt extra normaalkracht opgewekt bij verplaatsing? Vast te stellen aan de hand van de kracht-weg diagrammen.
4. Wat is de pakkingsrek? Vast te stellen met de verplaatsingsmetingen van de schuifproef.
5. Is de verplaatsing en opbouw van de normaalkracht gedurende de trekproeven omkeerbaar? Hiervoor worden de dynamische trekproeven gedaan.
6. Is er een elastische limiet waarboven de toplaag echt over de bedding schuift en niet meer terug komt?
7. Hoeveel verplaatsing gaat bij de schuifproeven ‘naar beneden’ en hoeveel ‘naar boven’?

Verder moeten de volgende gegevens in het worden vastgesteld:

- Soortelijk gewicht steen (meten)
- Beton sterkteklasse
- Wrijvingsfactor steen op steen, verweerd en schoon
- Type en korrel D15 voegmateriaal
- Type, korrel D15 en dikte filtermateriaal

Uit §3.1

Op de hoofdvraag is geen eenduidig antwoord mogelijk. Er zijn echter in het algemeen een aantal conclusies te trekken over de momentcapaciteit.

Allereerst is er met zekerheid te stellen dat de zetting een zekere momentcapaciteit bezit. Het veld dat rondom de getrokken stenen mee omhoog komt, kan alleen worden verklaard door een momentcapaciteit toe te kennen.

Tevens is er geen verschil berekend in de momentcapaciteit van de Hydroblocks en de Basalton blokken. De vervormingen van de Hydroblocks en de Basalton stenen is niet

zo verschillend als op basis van de verschillende geometrieën verwacht zou kunnen worden. In de evaluatie van het strokenmodel wordt hier bij stilgestaan.

Het antwoord op de deelvragen

1. De normaalkracht is vooralsnog alleen op basis van de trekproeven bepaald. Uit die analyse blijkt dat in de zettingen vaak een kracht van 3-18 kN/m kan worden berekend. De grootte van deze kracht is echter uiteenlopend en weinig richtingsgevoelig. In beide hoofdrichtingen zijn de krachten van gelijke orde grootte. De slipkracht analyse levert wat hogere waarden op.
2. De voegstijfheid van de zetting is afhankelijk van de belasting. Meestal loopt de waarde op tot 50 MPa à 100 MPa voor de Hydroblocks in Bath. De Basalton zetting heeft een hogere stijfheid van 100 tot 200 MPa, met uitschieters tot 4x die waarden.
3. Uit de berekeningen van de elasticiteitsmoduli blijkt dat de proeven langzaam stijfheid opbouwen tot een bepaald maximum. Een verklaring hiervoor is dat de normaalkracht in de zetting toeneemt bij een toenemende verplaatsing van de treksteen.
4. De pakkingsrek is 30-60% van de totale rek. De totale rek kan worden berekend aan de hand van de E_m (zie Tabel 9-2)
5. De vervormingen en de kracht - verplaatsingsdiagrammen volgen tijdens de cyclische proeven veelal telkens hetzelfde traject. Zelfs na een sprong kan de steen zich herpakken en even stijf als ervoor reageren. Wel is er een grens bereikt zodra de steen slipt.
6. De pakkingsrek is blijvend. Deze is echter vanaf het begin van de belasting deel van de totale rek. Er is geen drempelwaarde waarboven de pakkingsrek een rol gaat spelen.
7. Deze vraag moet worden beantwoord aan de hand van de ratio tussen de veld en de contrasensoren. Deze ratio is voor alle proeven berekend, maar er is geen trend in gevonden.

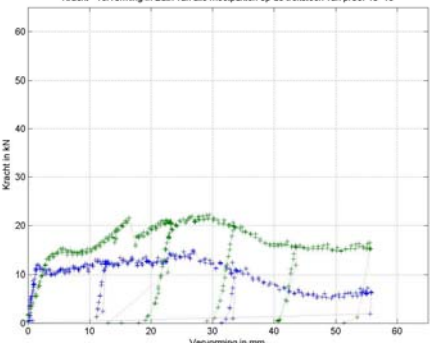
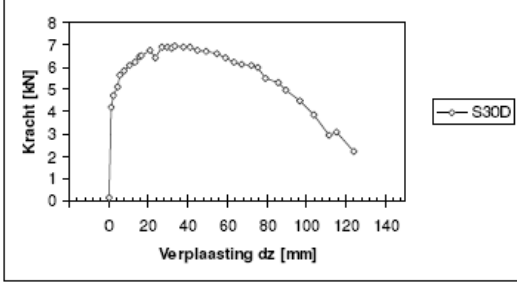
De eigenschappen die als laatst zijn opgesomd moeten uit laboratorium onderzoek blijken. Deze gegevens zijn voor zover beschikbaar in hoofdstuk 5 weergegeven.

10.2 Vergelijking met laboratoriumproeven

De belangrijkste uitkomsten van de laatste proevenserie zijn de berekende elasticiteitsmoduli en de momentcapaciteit van de zettingen. Om die te berekenen zijn een aantal stappen gezet die de eigenschappen van de zetting aan het licht hebben gebracht. Het is interessant deze gegevens eens tegen de voorgaande laboratoriumproeven te af te zetten.

Kracht-weg diagram

Om de vergelijking te starten worden de kracht-weg diagrammen van beide proevenseries naast elkaar gezet.

Kracht-weg diagram Zeeland:	Kracht-weg diagram Laboratorium.
<p>Diagram in Bah van proef 15 en 16.</p> <p>Kracht - vervorming in Bah van alle meetpunten op de treksteen van proef 15 16</p> 	<p>Kracht verplaatsingsdiagram met ideaal verlopende stijgende en dalende tak in een belastingsgang.</p> 

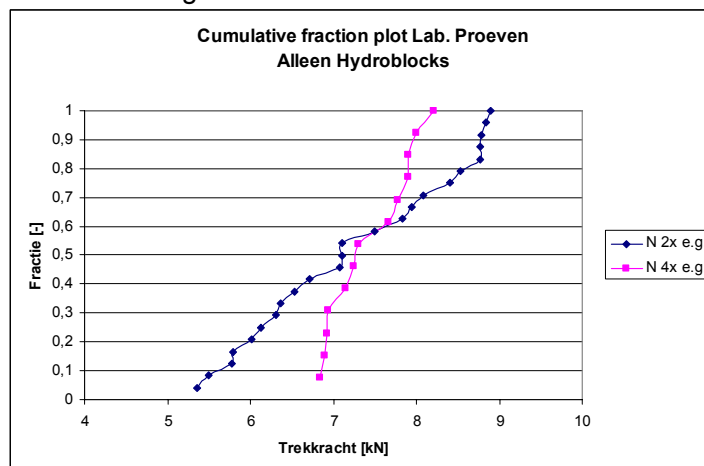
Tabel 10-1 Kracht-weg diagrammen uit veldmetingen en laboratorium

Geconcludeerd kan worden dat het gedrag van de zetting in het veld en in het laboratorium goed overeenkomt. De eerste steile lijn en de afbuiging naar een asymptoot lijken in allebei de gevallen standaard voor te komen. Hét grote verschil in het bezwijktraject te vinden. Waar de laboratoriumproeven kracht verliezen en echt doorslaan, wat met het model Suiker is beschreven (§2.1.5), wordt er in het veld op schuifkracht nog belasting overgebracht.

Dit verschil in bezwijkgedrag is afkomstig uit de belastingsmethodiek: in het laboratorium zijn 6 kolommen steen opgebouwd die over een hoogte van 6 stenen sinusvorig werden belast. In het veld is echter één of drie stenen tegelijk belast. De dwarskrachten worden dan lokaal veel groter. Slippen en springen zijn in het laboratorium onmogelijk omdat de belasting veel verder verdeeld is.

Invloed normaalkracht op de trekkracht.

In het laboratorium is een statistisch significante invloed van de normaalkracht op de trekkracht aangetoond. Indirect toont dit dus een relatie met de momentcapaciteit aan.



Figuur 10-1 Trekproef resultaten uitgesplitst naar normaalkrachtsniveau's middel en hoog. Maximale kracht uit de serie (gegevens uit Schoen 2004)

Dat er in het veld geen verschillen in trekkracht en de plaats van de proef op de dijk is aangetoond, impliceert dus dat er geen verschil is in normaalkracht op de hoge en lage meetlijn. De omstandigheden in het veld en het laboratorium zijn echter helemaal vergelijkbaar. Andere factoren (bijvoorbeeld nat – droog) zijn wellicht van even groot belang en niet getest in het laboratorium.

Niet van alle factoren is de afhankelijkheid van de plaats op de zetting onderzocht. Alleen van de sterkte en de slijpkracht is dit gedaan. De slijpkracht is alleen indicatief behandeld. Wellicht dat verdere analyse hierover uitsluitsel kan geven.

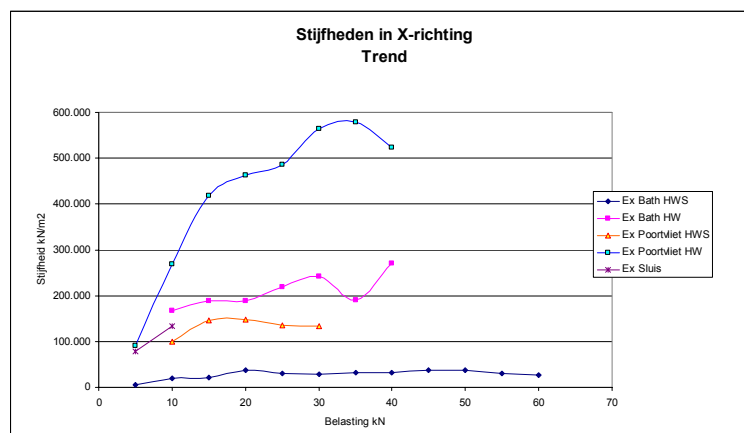
Elasticiteitsmoduli

Aan de hand van de proeven in het laboratorium zijn in (Derkzen, 2004) numerieke berekeningen gedaan in de eindige elementen omgeving DIANA. Aan de hand van dit onderzoek zijn de elasticiteitsmoduli van de zettingselementen in het laboratorium vast komen te staan. De berekeningen die aan die resultaten ten grondslag liggen zijn niet te vergelijken met de verkennende berekeningen die in dit rapport zijn behandeld. Echter: in het rapport van Derkzen worden uiteindelijk gehomogeniseerde waarden van de elasticiteitsmoduli berekend. Die zijn in theorie te vergelijken met de waarden die het model in dit rapport oplevert.

De gehomogeniseerde elasticiteitsmoduli die door Derkzen worden gepresenteerd zijn afhankelijk van de steendikte en de belasting. Omdat de veldproeven met een heel ander belastingsschema zijn uitgevoerd zijn deze resultaten niet per definitie één op één te vergelijken. Er zijn echter argumenten om ze toch naast elkaar te zetten:

- Het geeft wél een overzicht en een gevoel voor orde grootte.
- Beide modellen zijn in principe op een zettingstrook gebaseerd. De laboratoriumproeven zijn min of meer te vergelijken met de stroken uit het strokenmodel.
- Bij beide proefnemingen zijn elementen van 25 cm beproefd.

Ter vergelijking worden de enkelsteens proeven gebruikt. Derkzen formuleert een E_{homogeen} van 250 MPa. In Poortvliet wordt een E_{isotroop} berekend van 200 MPa (zie grafiek geel). De andere waarden bewegen zich om die waarde heen.



Figuur 10-2 Elasticiteitsmoduli isotrope enkelsteens proeven met trendbenadering

10.3 Terugkoppeling predicties

Normaalkracht

In de voorbereiding van de proeven is de normaalkracht voor stenen met een dikte van 0,3 m, een soortelijk gewicht van 2350 kg/m^3 en 7 meter steen (schuin) boven zich berekend. Daar werd een minimale waarde van 14 kN en een verwachte waarde van 46 kN vast gesteld.

In het laboratorium is het eigen gewicht van alle zettingen bepaald. Deze is met een waarde van 2900 voor alle proeven redelijk van toepassing. Dan zou het gebruikte model een minimale/verwachte waarde van 17/75 kN berekenen.

Allereerst is de grootte van de normaalkracht gemiddeld kleiner dan werd voorspeld. Hoewel er in Bath en Poortvliet minimaal 7 meter steen, en soms zelfs wel 20 meter, boven de getrokken stenen ligt, is de berekende normaalkracht veel kleiner dan voorspeld. Uit alle berekeningen samen is een normaalkracht van gemiddeld 5,19 kN. Minimaal en maximaal is 1,17 kN en 15,17 berekend, en bij de slijpkracht analyse zelfs 25 kN. Geen van deze waarden komt in de buurt van de voorspellingen.

De predictiemethode berust volledig op de aanname dat de stenen boven een bepaalde steen tegen die steen rusten. De zwaartekracht drukt de stenen tegen elkaar.

Uit de proeven is géén relatie tussen de plaats op de zetting en de trekkracht gevonden. Omdat uit de laboratoriumproeven is geconcludeerd dat deze twee grootheden een positieve relatie tot elkaar hebben is dit een reden aan te nemen dat er dus geen normaalkrachtsverschil tussen de hoge en de lage meetlijn is. Dit wordt ook door de berekeningen ondersteund.

De momentcapaciteit die het model Peters aan de zetting toekent is direct afhankelijk van de normaalkracht. Deze zal dus niet met de hier gebruikte predictiemethode kunnen worden voorspeld.

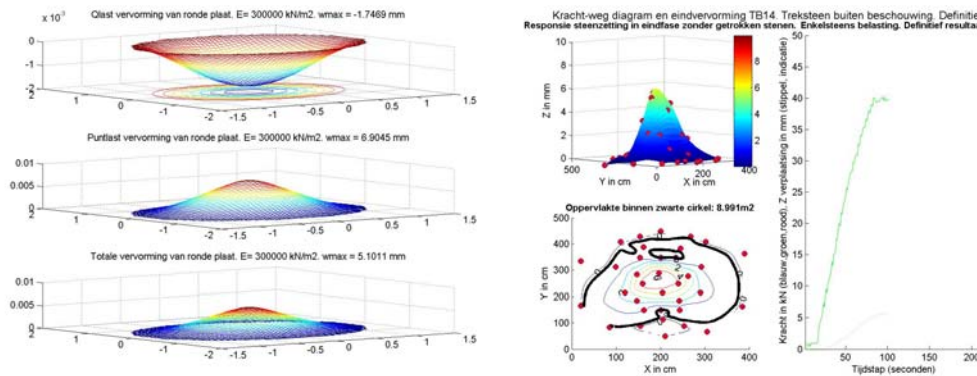
Trekkracht

In de predicties is voor een steenzetting die vergelijkbaar is met die in Poortvliet een voorspelling gedaan over de trekkrachten, de verplaatsingen en de oppervlakte van het beïnvloede gebied aan de hand van een lineair elastische plaatberekening volgens Timoshenko-Woinowsky-Krieger. Daar worden de volgende eigenschappen bepaald:

Ronde plaat van $5,5 \text{ m}^2$
Radius = 1,32 m
Puntlast in het midden van 40 kN
Een gelijkmatig verdeelde belasting van $7,25 \text{ kN/m}^2$
Plaatdikte van 200 mm
Poisson ratio van 0 (nul)
Elasticiteitsmodulus van 300 MPa

Geeft:
5 mm verplaatsing in het centrum van de plaat.

Proef 1 en 14 in Poortvliet zijn in het elastische gebied belast tot 35 en 40 kN. Deze proeven zijn goed vergelijkbaar met de theorie. De vervormingen bij die belastingen is resp. 4 en 6 mm.



Figuur 10-3 Verplaatsingen in theorie en praktijk

De zetting in Poortvliet is niet helemaal met de predictie te vergelijken. De zetting heeft een iets kleiner eigen gewicht en is niet isotroop. Toch komen de predicties goed uit. Op basis van deze conclusie kan worden gesteld dat de vervorming van de zetting goed kan worden beschreven met een plaatmodel als de maximale trekkracht bekend is. Juist die eigenschap, de trekkracht, wordt al jaren onderzocht is blijkt aan een grote spreiding onderhevig. Waarschijnlijk geldt dan ook hetzelfde voor de momentcapaciteit.

10.4 Evaluatie Trekproeven

De belasting is groot genoeg geweest om de eigenschappen van de zetting te bepalen. Ook de vervormingen van de zetting als plaat is goed voorspeld. De op afschuiving bezwijkende stenen zijn hier niet maatgevend geweest.

De sensoren voldoen prima voor deze toepassing en de positionering was goed.

Er is in de opbouw van de proeven nog tijdswinst haalbaar. De opbouw duurt nu nog gemiddeld een uur per proef.

De vrije ruimte onder de kar is maar net voldoende om de zetting en b.v. verkeersdrempels te berijden. Ook is de kwetsbare plaatsing en de bevestigingsmethode van de sensoren voor verbetering vatbaar.

10.5 Evaluatie Schuifproeven

Het is beter om zwaarder te belasten, om zodoende een groter invloedsgebied te creëren.

De nauwkeurigheid van de sensoren is bij deze belasting net voldoende.

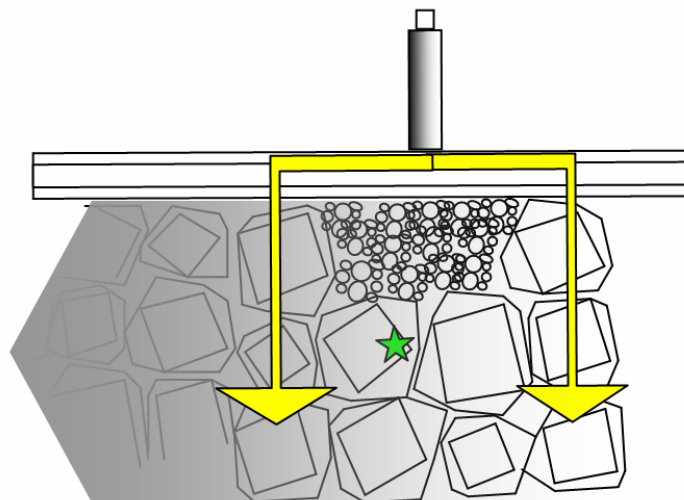
De methode waarbij met een betonnen aanslagbalk wordt gewerkt is een goede keuze.

De grindvulling aan de teenzijde is ook afdoende.

De sensoropstelling is nu en dan niet ideaal. Voegen en ecolaag frustreren soms de vooraf bedachte positionering. Meer flexibiliteit is met deze sensoren echter niet haalbaar.

De hoeklijntjes die de verplaatsingen van de steen op de sensor moeten doorgeven werken goed, maar zijn arbeidsintensief in plaatsing. Ook is een precieze plaatsing af en toe onmogelijk (b.v. ivm voegen) wat de meting kan verstoren.

De plaatsing van de contrasensoren is nu steevast in lijn met de vijzels geweest. Dit is echter niet per definitie de lijn waarover de meeste belasting wordt afgedragen. (geldt alleen bij Basalton zettingen).



Figuur 10-4 Krachtsafdracht en contrasensorplaatsing van schuifproeven op Basalton zettingen

Figuur met van boven naar beneden: de Vijzel, staalprofiel, grindvulling en de zetting. In deze figuur zijn de sensorplaats en de krachtweg aangegeven met een groene ster en gele pijlen.

De éénweekse planning voor deze proeven is ambitieus maar niet onhaalbaar. Zonder de golfschade was deze planning waarschijnlijk op één of twee dagen na gehaald. Gegeven de beperkte getijdenperioden waarin gewerkt kan worden, heeft dit een besparing van vier weken opgeleverd.

Het is beter dit soort proeven in een zeer stabiele weersperiode te plannen om schade te voorkomen.

11 CONCLUSIES

Het veldonderzoek is met het oog op twee resultaten uitgevoerd:

- materiaaleigenschappen aan de zetting toekennen
- de inklemming van een steenzetting onder natuurlijke omstandigheden kwantificeren

Op beide vlakken zijn resultaten behaald.

11.1 Hoofresultaten

Met in achtneming van het feit dat de beproefde stenen visueel op klemming zijn geselecteerd zijn de volgende conclusies te trekken.

Met de proefnemingen is aangetoond dat alle beproefde stenen ingeklemd liggen en er een normaalkracht en momentcapaciteit aanwezig is. Dit uit zich in een grote trekkracht en verplaatsingen van de omliggende stenen. Het is met de analyses uit deze rapportage mogelijk een waarde aan deze grootheden te geven, zij het met behoorlijk grote onzekerheidsgrenzen.

De stijfheden van de zetting liggen tussen de 50 en 600 MPa. De meeste waarden zijn echter 100-200 MPa. Dit is in orde grootte gelijk aan die van de laboratoriumproeven (Peters, 2004).

[MPa]	Gemiddelde	Indicatie afwijking *)
Basalton	200	75
Hydroblock	70	25

*) maximale afstand tussen berekende waarden

Tabel 11-1 Elasticiteitsmoduli uit trekproeven.

De momentcapaciteit van de zettingen varieert tussen 1 en 3 kNm.

De normaalkracht en momentcapaciteit zijn niet overduidelijk te correleren aan de plaats op de zetting. De twee meetlijnen vormen een te beperkte range voor definitieve conclusies. Het is goed mogelijk dat dit gedrag wordt veroorzaakt door een verminderende klemming vlak bij de teen.

De normaalkracht is volgens verschillende berekeningen ongeveer 15 kN/m. Er zijn echter ook waarden van 3 en 25 kN/m berekend.

De geometrie van de individuele stenen heeft zowel voor de Basalton als de Hydroblocks geen invloed op de vorm van het totale verplaatsingsvlak.

11.2 Deelresultaten

11.2.1 Proeven

Tijdens de trekproeven zijn significante verplaatsingen van de omliggende stenen gemeten. Gezien die verplaatsingen is de plaatwerking van de zetting aangetoond.

Omdat deze afhankelijk is van een initiële normaalkracht in de zetting moet ook deze aanwezig zijn bij alle proeven.

De gebruikte methode leidt tot bezwijken op dwarskracht. Bezwijken gebeurt echter pas bij een belasting van minimaal 10 keer het steengewicht. Vaak zijn veel grotere belastingen mogelijk. Er zijn stenen met een massa van 50 kg belast tot 6 ton (60 kN) zonder dat het veld bezwiken is. Voor het aantonen van de plaatwerking is het falen van het steenrooster dus niet altijd van invloed. Ook nadat de getrokken steen een stukje uit het zettingsvlak is geschoven (slippen) of geschoten (slippen) zijn dergelijke grote belastingen nog wel gehaald.

De stenen zijn vooraf geselecteerd op een goede aansluiting met de omliggende stenen. Geheel naar verwachting liggen de stenen vergeleken met voorgaande meetcampagnes goed ingeklemd.

Uit de analyse van de slipkrachten blijkt een normaalkracht die wat hoger is dan uit de plaatanalyse blijkt. Wel liggen de resultaten in dezelfde orde van grootte.

De inwassing in Sluis is slechter dan in Poortvliet. Er zijn meer en diepere gaten. Hoewel de gemiddelde voegdiepte niet veel groter is dan in Poortvliet is de spreiding ervan wél groter. Deze zetting heeft ook slechtere scores voor slip, spring en berekende normaalkracht dan de zetting in Poortvliet.

11.2.2 Modelbeschrijving

De strokenmethode die hier is toegepast is in theorie algemeen bruikbaar voor de proefbeschrijving. Alle enkelsteens proeven zijn met deze modelvorm goed beschreven. Het driesteens strokenmodel dat hier is opgesteld is niet in staat alle proefresultaten te beschrijven. Een deel van het probleem is dat de trekstenen niet allemaal even sterk en stijf zijn en er daarom geen ovale vervorming wordt getrokken. De uitgangspunten die bij het opstellen van het model zijn gebruikt zijn dus niet generiek toepasbaar, wat wel werd verwacht.

De verwerking van de resultaten van de schuifproeven geeft geen aanleiding de krachtsverdeling in het strokenmodel aan te passen. Na de stijfheidsberekening uit de schuifproeven zou één van de richtingen in het strokenmodel een elasticiteitsmodulus toegekend kunnen worden. Doordat ook de resultaten van de schuifproeven wat schommelen, is er nog geen definitieve uitspraak te doen over de geldigheid van de aanname over de belastingsverdeling in het strokenmodel.

11.3 Klemmingshypothese

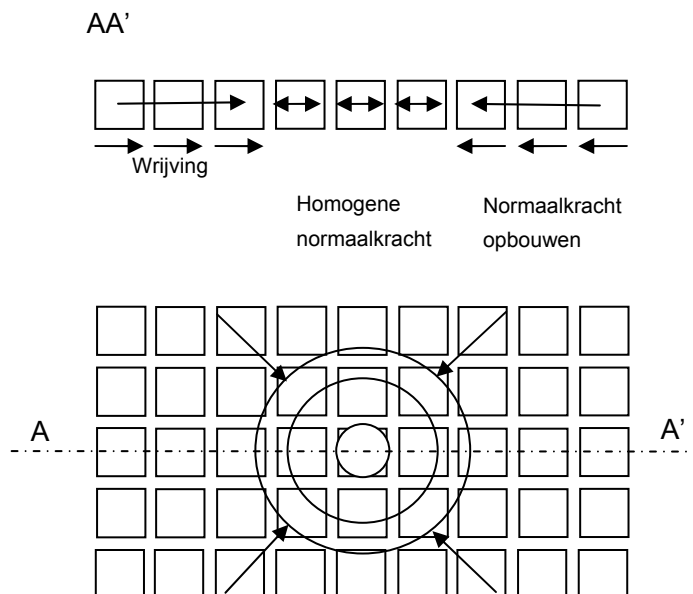
Het feit dat de stijfheden van de zetting niet altijd van de hoogte op de dijk, of van de richting afhankelijk is, doet vermoeden dat de helling van de zetting niet de enige vereiste is voor een goede klemming. Waarschijnlijk is een goed ingegolfde en verdichte inwassing al voldoende sterk om de dwarskrachten op te nemen en de plaatwerking te activeren. Juist door de dynamische belasting kan de fijnkorrelige inwassing langzaam maar zeker opgespannen raken. Bij een opgespannen inwassing is de voorspanning in de zetting als geheel niet richting- of plaatsafhankelijk meer.

Deze werking kan vergeleken worden met een goed ingewassen oude straat die is afgewerkt met dikke straatstenen (bv met kinderhoofdjes). Als aan deze stenen

individueel wordt getrokken zullen deze ook veel sterker zijn dan hun eigen gewicht en dus ook een deel van de omliggende stenen activeren. Die sterkte is niet afhankelijk van een talud zoals bedoeld in de literatuur over steenzettingen. Wel kunnen de voegen een dwarskracht opnemen doordat deze helemaal zijn aangedrukt en zodoende onder spanning zijn komen te staan. Uit de berekeningen blijkt dat een kleine spanning al genoeg is om een redelijke momentcapaciteit te halen ($0,01 - 0,1 \text{ N/mm}^2$), wat door de verdichting van de voeg haalbaar is. Zodra er enige vervorming optreedt zal deze spanning nog verder toenemen.

Om deze eigenschap te benoemen wordt hier autonome spanning gebruikt. Die zal over de gehele zetting gelijk zijn en kan afhangen van het steentype, de levenstuur en de belastingsgeschiedenis. Voorwaarde voor de opbouw van autonome spanning is wel dat er voldoende omliggende stenen geactiveerd kunnen worden, zie figuur 5.1.

Randstenen zullen losser liggen dan stenen in het midden van de straat.



Figuur 11-1 Richtingsonafhankelijke klemmingswerking door autonome spanning

In het geval van een steenzetting op een talud moet een plaatsafhankelijke klemkracht op deze autonome klemming worden gesuperponeerd. Die plaatsafhankelijke kracht werkt alleen in de richting van het talud en bouwt op van berm richting teen. In voorkomende gevallen is de autonome klemming zo belangrijk dat er geen richtingsafhankelijke component meer wordt gemeten.

11.4 Toepassing

Aan de hand van de uitgevoerde proeven kan worden geconcludeerd dat er op een zeker klemming gerekend kan worden. Hiervoor moet de zetting echter wel aan een aantal eigenschappen voldoen:

1. goed ingewassen
2. vlak (geen uitstekende stenen)
3. geen horizontale spleten
4. geen knikken of grote rondtes

5. niet te dicht bij de teen

Verder moet de normaalkracht kunnen opbouwen om de klemming te garanderen. Uit eerder onderzoek is gebleken dat deze normaalkracht opbouwt van berm tot teen (Vrijling et al, 2000). Aan de bovenrand van de zetting zal de klemming dus ook klein zijn. De klemkracht zal bij de teen ook reduceren doordat deze niet oneindig stijf is. De laagste metingen zijn bij de huidige proevenserie waarschijnlijk in dit door de teen gereduceerde klemmingsgebied uitgevoerd.

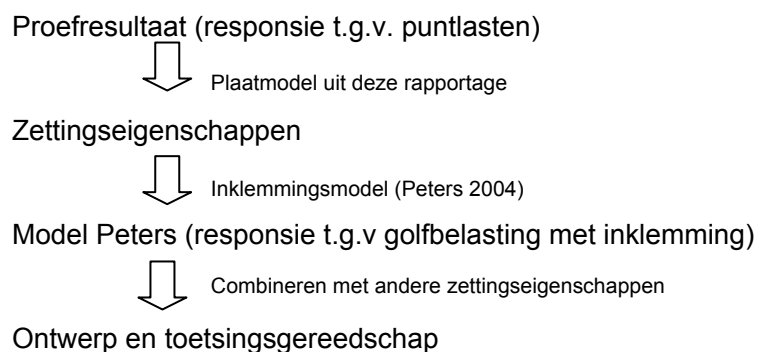
Hoewel in deze proevenserie niet evident zal, gebaseerd op oud onderzoek, toch een plaatsgerelateerde klemkracht moeten worden ingevoerd.

De grootte van de trekkracht die in deze proevenserie minimaal werd gehaald is minimaal 10 keer het steengewicht (steen van 30 kg, boven water, conservatieve benadering). Om deze tweedimensionale factor om te rekenen naar de eendimensionale golfbelastingssituatie wordt diameter van het verplaatsingsgebied gebruikt.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

Waarin A de oppervlakte van het verplaatsingsgebied is en D de diameter. Als de minimale A dan 10 keer de oppervlakte van één steen is dan is D 3,56 keer de diameter van die steen. De minimale klemfactor in dit onderzoek is dus 3,56. De gemiddelde factor is 9,44 en het maximum 15,96.

De toepassing in het volgende schema maakt de directe toepassing van een klemfactor overbodig. Dan kan er direct met de gevonden materiaaleigenschappen aan steenzettingen worden gerekend.



De berekende sterkte kan wel worden vergeleken met die van een losse steen. Die verhouding kan als klemfactor worden beschouwd.

11.5 Aanbevelingen

De resultaten van de proeven zijn in deze rapportage verkennend geanalyseerd. Voor de verdere verwerking worden de volgende aanbevelingen gedaan.

In toekomstige modellen die de proefresultaten beschrijven en analyseren moet rekening worden gehouden met een grote spreiding in de resultaten. Het model moet dus erg robuust zijn, of per proef opgebouwd. Wellicht is het noodzakelijk de modellen te baseren op een aantal proeven die individueel worden beschreven. Dit betekent dat niet alle proeven en tijdstappen in de modelvorming worden betrokken.

Het aantal variabelen dat per proeflocatie wisselt, is te groot om over de afhankelijkheden van alle parameters conclusies te trekken. Er is ook een beperkt aantal proeven per locatie gedaan. Op basis van drie tot vijf proeven per zetting (per meetlijn 5 enkelsteens, 3 driesteens vertikaal etc.), die qua resultaat een grote spreiding vertonen, zijn algemene conclusies statistisch onzeker. Hierdoor is verdient het aanbeveling de resultaten nog eens met oude trekproeven te vergelijken en verdere proefnemingen te doen op verschillende, maar ook gelijke zettingen.

Voor zekerheid over de afhankelijkheid van de normaalkracht in de zetting en de invloed op de klemming moet op meerdere plaatsen op de dijk worden gemeten. Op basis van twee meetlijnen kan er in de klemming geen onderscheid worden gemaakt tussen de teeninvloed, autonome en hellingsafhankelijke klemming en incidenten.

Een aantal zaken moeten nog nader worden onderzocht. De schuifproeven zijn nog niet op hetzelfde niveau geanalyseerd als de trekproeven. De schuif-veerstijfheden kunnen bijvoorbeeld ook nog uit de gegevens worden berekend. Ook moet de terugkoppeling naar de laboratoriumproeven en de implicaties voor de ontwerp en toetsingsregels nog worden onderzocht.

11.6 Afstudeercommissie

Prof. Ir. drs. J.K. Vrijling (Technische Universiteit Delft)	015 27 83 345 J.K.Vrijling@citg.tudelft.nl Faculteit der Civiele Techniek Sectie Waterbouw Stevinweg 1 2628 CN Delft
Ir. DJ Peters (Royal Haskoning)	0243 28 41 53 DJ.Peters@royalhaskoning.com Postbus 151 6500 AD Nijmegen
Ir. HJ Verhagen (Technische Universiteit Delft)	015 27 85 067 (secr. 015 - 27 83 348) H.J.Verhagen@citg.tudelft.nl Faculteit der Civiele Techniek Sectie Waterbouw Stevinweg 1 2628 CN Delft
Ir. J.A. den Uijl (Technische Universiteit Delft)	015 27 85 068 Denuijl@citg.tudelft.nl Faculteit der Civiele Techniek Sectie Betonconstructies Stevinweg 1 2628 CN Delft
Ir. R. 't Hart (Dienst Weg en Waterbouw, RWS)	0152 518 386 R.t-Hart@DWW.RWS.minVenW.nl Postbus 5044 2600 GA Delft
Ir. A.J.E.J. van Casteren (BAS b.v. Instituut voor Betontechnologie, Advies en Schade-expertise)	047 85 87 926 casteren@basbv.com Postbus 5054 5800 AN Venray

Afstudeerstudent

J.A.H. Blom (Joris)	06 - 24 28 75 35 J.A.H.Blom@student.tudelft.nl van Hasseltlaan 395 2625 JB Delft Studienummer 1040383
---------------------	--

12 LITERATUUR

12.1 Rapporten

(anoniem) VTV (2004), "De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland, Voorschrift Toetsen op Veiligheid", Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

Bezuijen (1990), "Taludbekleding van gezette steen, Samenvatting van onderzoeksresultaten 1980 – 1988", CT-TPN 90-01

Coeveld, E.M., Klein Breteler, M. (2003), "Invloed klemming: statistische analyse trekproeven"

Derkzen, B (2004), "Constructief ontwerp van steenzettingen voor dijkbekleding, Numeriek onderzoek naar liggerwerking van de toplaag", afstudeerverslag TUDelft

Klein Breteler, M. (1992), "Handboek voor dimensionering van gezette taludbekleding" TAW, CT-Rapp CUR 155

Klein Breteler, M. (2000), "Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen, analyse van resultaten van Deltagootproeven, rapport WL (2 banden)" (Doorverwijzing uit Peters, 2003 p.20)

van der Meer, J.W. (2002), "Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken",

Peters, DJ (2003), "Gezette steenbekledingen onder golfaanval, Mechanicastudie liggerwerking"

Peters, DJ (2004), "Laboratorium onderzoek betreffende klemming van gezette steenbekledingen, Onderdeel van 7.3.2. van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen"

Peters, DJ (2005), "Werkplan proefnemingen op geklemde steenzettingen op dijken in Zeeland, Onderdeel van 7.3 van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen"

Pilarczyk, K.W. 1998, "Dikes and revetment, Design, Maintenance and Safety Assesment", Chapter 12 Design Criteria for placed block revetments, Balkema, Rotterdam, Netherlands, TPN 198 (CB)

Reddy, J.N. (1999), "Theory and analysis of elastic plates".

Schiereck, G.J. (2001), "Introduction to Bed, bank and shore protection, Engineering the interface of soil and water"

Schoen, S (2004a), "Liggerwerkingsonderzoek van steenzetting op wrijvingsloze bedding", afstudeerverslag TUDelft

Schoen, S (2004b), "Wrijvingsproeven van steenzetting op filter", afstudeerverslag TUDelft

Stiglat, K., Wippel, H, (1973), "Platten"

Suiker, A.S.J. (1995), "Inklemeffecten bij steenzettingen op dijken, Eindige-elementenstudie naar geometrisch en fysisch niet-lineair gedrag van blokkenmodelllen", afstudeerverslag TUDelft

TAW (2003), "Technisch rapport steenzettingen; deel I Ontwerp en deel II toetsing", Royal Haskoning, CT-TPN 203-03

Timoshenko, S.P., Woinowsky-Krieger, S., (1982), "Theory of plates and shells, international student edition"

Vrijling et al (2000), "The structural analysis of the block revetment on the dutch dikes", Paper ICCE Sydney Vrijling, J.K., C van der Horst, P. van Hoof, P.H.A.J.M. van Gelder

Welleman, J.W., (2004), "CT2031 Constructiemechanica 3, inleiding matrixframe"

12.2 Websites

<http://www.physics.csbsju.edu/stats/KS-test.html> (KS test)

http://www.zeeweringen.nl/~wittvlek/LOS_algemeen.htm

<http://www.waterkeren.nl/toetsen/lrt.htm>

<http://www.haringman-beton.nl/> (fabrikant Hydroblocks)

<http://www.holcim.nl/> (fabrikant Basalton)

<http://www.mathworks.com/>

12.3 Overig

[o1] http://www.holcim.com/Upload/NL/Publications/BP_Basalton_Betonzuilen.pdf
Marketing folder Basalton

[o2] <http://www.greenbanks.nl/pdfs/hydrblck.pdf>
Marketing folder Hydroblocks