

Title:	Placed revetments under wave attack Study of structural mechanics		
(report in Dutch)			
Author:	Ir. D.J. Peters	Institute:	TUDelft
June 2003			
Number of pages	:	172	
Keywords (3-5)	:	Revetments, clamping forces, buckling stability, reliability	
DC-Publication-number	:	DC1-325-1	
Institute Publication-number (optional)	:	9M8621/R001	Royal Haskoning
Report Type	:	<input type="checkbox"/>	Intermediary report or study
	:	<input checked="" type="checkbox"/>	Final projectreport
DUP-publication Type	:	<input checked="" type="checkbox"/>	DUP Standard
	:	<input type="checkbox"/>	DUP-Science

Acknowledgement

Exampeltext: This research has been sponsored by the Dutch Government through the Netherlands Fellowship Programme and the ICES-2 programme and the European Union through the IRMA-SPONGE programme. The research is part of the Research programme of Delft Cluster and the Netherlands Centre for River Research (NCR).

We thank P. Helpful for his critical comments on a draft of this report.

Conditions of (re -)use of this publication

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

Other Research project sponsor(s):

	Min V en W Rijkswaterstaat DWW				
---	---	--	--	--	--

Abstract

This report studies clamping phenomena in placed revetments on the Dutch dikes. One of the reasons of placing stones is that the stability of the single stones increases. Pull-out tests on single stones show a strength up to 10 times the single stone weight. In present standardised design methods for placed revetments there is no significant contribution of clamping to the design stability of the single stone.

The physical model study is based on a structural beam model. The beam consists of loose column or block elements on an elastic foundation. The joined elements act as a structure due to the normal (clamping) force from the gravity component along the dike slope. The elements are lifted by wave pressure differences, which occur during run-back and slamming of the waves on the relatively smooth slope. In analytical models it can be demonstrated that upward pressure up to say 2.5 times the element weight can be taken. For concentrated pressure peaks even higher clamping factors are found. The clamping factor is defined as the pressure load divided by the element weight, and can be interpreted as a factor of increased strength of the revetment.

One of the most important threats for utilisation of these results is the uncertainty regarding the actual presence of normal force in the top layer of the revetment. Another thing is that there are always loose elements. Failure of these elements should not necessary lead to progressive failure of the top layer. This opens possibilities for utilising the clamping strength for resistance against extreme wave loads in the design of revetments.

PROJECT NAME:	Placed revetments	PROJECT CODE:	03.02.05
BASEPROJECT NAME:	Hydraulic engineering and geotechnology	BASEPROJECT CODE	03.02
THEME NAME:	Coast and River	THEME CODE	03

Executive Summary

A larger part of all revetments on the Dutch sea defences is presently considered as too light. Since 1980 research has been intensified and has resulted in understanding of filter principles and optimisations in design. Especially the post-1953 revetment types, the flat concrete blocks on clay, do not pass present (increased) load requirements and (updated) design methods. Since 1997 new regulations on safety of sea defences are in force. Since then many replacement projects in the province of Zeeland have been carried out or are presently under construction.

The research and implemented knowledge on the placed revetments up to now was mainly focussed on the control of permeability and wave pressure loading of the top layer. One of the other reasons of placing stones in a regular grid and predefined position is that stones stabilise each other. Pull-out tests on single stones show a strength up to 10 times the single stone weight. In present standardised design methods for placed revetments there is no significant contribution of clamping to the design stability of the single stone. This report studies clamping phenomena in placed revetments. Several MSc-thesis studies were carried out on this subject. Also a number of full Finite Element simulation was made. These research projects show the relevance of further study. A clear understanding of the physics of clamping of the single elements and the parameters and conditions is still not available.

The physical model study in this research project is based on a structural beam model. The beam consists of loose column or block elements on an elastic foundation. The joined elements act as a structure due to the normal (clamping) force from the gravity component along the dike slope. The elements are lifted by wave pressure differences, which occur during run-back and slamming of the waves on the relatively smooth slope. At the top of the beam model a known force is applied. The boundary is not clamped and fixed. The normal force is limited to the force that can be balanced by gravity and friction forces.

Lifting of the elements of the beam causes bending moments, shear forces, curvatures and open joints between the elements. In case the normal force is relatively high, the failure mechanism can be buckling of the appearing internal compression line (downward arch). Prior to this failure the normal force can increase due to friction of the elements on the granular base layer. This phenomenon decreases the upward displacements of the elements and delays failure. In analytical models it can be demonstrated that upward pressure up to say 2.5 times the element weight can be taken. For concentrated pressure peaks even higher clamping factors are found. The clamping factor is defined as the pressure load divided by the element weight, and can be interpreted as a factor of increased strength of the revetment.

Conclusions based on the findings in this study are:

- Clamping levels can be defined with help of the average joint gap between the elements, e.g. the open space per m^2 .
- Clamping factors for wave run-back conditions are 1.75 to 3.0, dependant on type of revetment and on calmping-level (loose, moderate or high)
- Clamping factors for wave slamming (golfklap) conditions are 3.0 to 5.0, dependent on type of revetment and on calmping-level (loose, moderate or high)
- The thickness of the top-layer contributes to the internal lever arm. Increasing revetment design strength by increasing the stone weight is more effectively obtained with D , then with the relative weight Δ .
- The resistance of the clamped system against the peak load is influenced by the number of loaded elements of the beam. The parameters leakage length Λ en also the breaker parameter ξ_{op} affect the load capacity $\Phi/\Delta D$.

One of the most important threats for utilisation of these results is the uncertainty regarding the actual presence of normal force in the top layer of the revetment. Another thing is that there are always

loose elements. Failure of these elements should not necessary lead to progressive failure of the top layer. This risk is addressed in a reliability approach in which different failure mechanisms and unlikely results are categorised. The probability of the different types of failure is calculated. The results of single element failure are less serious that failure of a number of elements in a well-clamped revetment. This opens possibilities for utilising the clamping strength for resistance against extreme wave loads in the design of revetments. For normal, yearly storms displacement requirements govern the design. In present design methods extreme waves are not considered.

Recommendations for further study comprise:

- Finite element verification of the model
- 3D-study of clamping in the direction along the dike
- Verification testing
- Closer study of the stochastic properties of the system and the actual parameter values and the reliability approach

PROJECT NAAM:	Placed revetments	PROJECT CODE:	03.02.05
BASISPROJECT NAAM:	Hydraulic engineering and geotechnology	BASISPROJECT CODE:	03.02
THEMA NAAM:	Coast and River	THEMA CODE:	03

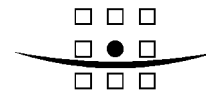
Gezette steenbekledingen onder golfaanval

Mechanicastudie liggerwerking

Delft Cluster

26 juni 2003
Definitief rapport
M8621

A COMPANY OF



ROYAL HASKONING

**HASKONING NEDERLAND BV
COASTAL & RIVERS**

Barbarossastraat 35
Postbus 151
6500 AD Nijmegen
+31 (0)24 328 42 84 Telefoon
Fax
info@nijmegen.royalhaskoning.com E-mail
www.royalhaskoning.com Internet
Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel Gezette steenbekledingen onder golfaanval
Mechanicastudie liggerwerking
Verkorte documenttitel Liggerwerking steenbekledingen
Status Definitief rapport
Datum 26 juni 2003
Projectnaam Steenzettingen
Projectnummer M8621
Opdrachtgever Delft Cluster
Referentie M8621/R001/DJP/Nijm

Opgesteld door ir. D.J. Peters
Gecontroleerd door prof. drs. ir. J.K. Vrijling
Datum/paraaf controle
Goedgekeurd door prof. dr. ir. M.J.F. Stive
Datum/paraaf goedkeuring

SAMENVATTING

Dit rapport bevat het verslag van een bureaustudie naar klemming in gezette steenbekledingen op de Nederlandse dijken.

De elementen van de toplaag van de bekleding zijn gezet om de reden dat stabiliteit ontleend kan worden aan de pakking.

In de huidige reken- en toetsmethode is het niet goed mogelijk om een significante bijdrage van de klemming aan de stabiliteit van het enkele element te verdisconteren. De reden daarvoor is dat het theoretisch kader van een fysisch model en een toepasbare, door de TAW goedgekeurde, rekelregel ontbreken.

In dit rapport wordt literatuur onderzoek naar inklemming beschreven en wordt een mechanica model ontwikkeld.

Het model is een ligger van losse, door eigen gewicht tegen elkaar aan geklemde strook elementen tegen de helling van de dijk. De elementen liggen op een elastische bedding waar ze van los komen als er een opwaarts waterdrukverschil ontstaat. Dit opwaartse waterdrukverschil ontstaat bij golfterugtrekking en bij golfklappen, fenomenen die zich voor doen als golven breken op de dijkhelling.

De elementen kunnen zowel blokken als zuilen zijn.

Met het model zijn berekeningen gemaakt van het faalmechanisme stabiliteitsverlies van de toplaagelementen. De conclusie is dat theoretisch aan te tonen is dat in veel gevallen een klemfactor van minimaal 2 à 2,5 aanwezig is. De klemfactor is gedefinieerd als: de sterkte van de geklemde toplaag gedeeld door de sterkte van de toplaag bestaande uit losse elementen.

Vervolgens zijn de beïnvloedende factoren, de neveneffecten en de bedreigingen voor toepassing van klemfactoren besproken. De belangrijkste bedreigingen zijn:

- de onzekerheid omtrent de aanwezigheid van normaalkracht in de toplaag. De normaalkracht brengt de feitelijke klemming aan en zorgt voor de sterkte van de geklemde toplaag.
- het feit dat er altijd losse elementen kunnen zijn, die samen met gevolgschades zoals het ondermijnen van de bekleding, eerder tot falen van de bekleding leiden dan bij een theoretisch optimaal geklemde toplaag.

Er is een opzet gemaakt voor een veiligheidsfilosofie waarin het bovenstaande is geïmplementeerd en er worden aanbevelingen gedaan voor de toepasbaarheid van de resultaten en suggesties voor verder onderzoek om deze te verbeteren.

LIJST VAN SYMBOLEN:

a_2, a_3	langs talud gemeten lengte waarover normaalkracht ontwikkeld is
A	oppervlak toplaagelement
α	hellingshoek talud dijk
β	parameter ligger op elastische bedding
B	dwarsafmeting toplaagelement
B	aangevallen breedte dijkbekleding
d	dikte filterlaag
d_k	plaats golfklap (verticaal gemeten)
d_s	plaats golfterugtrekking (verticaal gemeten)
D	dikte toplaag
δ	maximale verplaatsing
Δ	verhouding onderwater gewicht ten opzichte van boven water gewicht
E	E-modulus bekledingsmateriaal
E_f	fictieve E-modulus ligger van toplaagelementen
EI	buigstijfheid samenwerken toplaag
F	stabiliteitsparameter $H/\Delta D$
ε	rek
Φ_b	hoogte brekertop
Φ_{min}	diepte golfterugtrekking ten opzichte van SWL
Φ_w	waterdrukverschil over toplaag
Φ_k	golfklapdruk op toplaag [mwk]
ϕ_{toe}	effect verhinderde toestroming op drukverschil over toplaag [mwk]
ϕ_{traag}	effect massa traagheid op effectief drukverschil over toplaag [mwk]
g	gravitatie versnelling
γ	specifieke massa bekledingsmateriaal
γ_w	specifieke massa (zee)water
h	hoogte contactvlak toplaagelement
H	golfhoogte (op open water)
k	doorlatendheidscoëfficiënt filterlaag [m/s]
k'	doorlatendheidscoëfficiënt toplaag [m/s]
k_s	veerstijfheidsconstante bedding
κ	kromming
l	lengte waarover toplaag los is van de bedding
L_0	golf lengte (op open water)
μ	wrijvingsfactor
λ	leklengte $\times \sin \alpha$
Λ	leklengte
M	buigend moment
n	poriëngehalte granulair materiaal
N	normaalkracht
θ	hoek golf front tijdens maximale golfterugtrekking ten opzicht van vertikaal
ρ	soortelijke massa
ρ_w	soortelijke massa (zee)water
ρ_s	soortelijke massa steen

SLS serviceability limit state (gebruiksgrenstoestand)
SWL stil water lijn (zonder golven)
 σ spanning
t belastingduur
 T_p golfperiode (piek) _g (gemiddeld) _s (significant; 2%)
ULS ultimate limit state (uiterste grenstoestand)
V dwarskracht
w verplaatsing
x ordinaat
 x_s plaats golfterugtrekking (horizontaal gemeten)
 ξ brekerparameter
y ordinaat
z ordinaat
z niveau vulling filter
z niveau tot waar klemming is

INHOUDSOPGAVE

		Blz.
1	INLEIDING	1
	1.1 Achtergrond	1
	1.2 Probleemstelling	1
	1.3 Deze studie	2
	1.4 Afbakening	2
	1.5 Organisatie onderzoek	3
2	BEVINDINGEN LITERATUURSTUDIE	4
	2.1 Schade aan steenzettingen	4
	2.2 Ontwikkelingen in rekenmethodiek steenzettingen	4
	2.2.1 Hoofdlijnen huidige rekenmethodiek	4
	2.2.2 Overzichts- en veiligheidsstudies	6
	2.2.3 Trekproeven	6
	2.2.4 Deltagootonderzoek	8
	2.3 Studies naar inklemming	8
3	MECHANICAMODEL KLEMMING	12
	3.1 Beschrijving model	12
	3.2 Belastingmodel	13
	3.2.1 Golfterugtrekking	13
	3.2.2 Golfklap	20
	3.3 Statisch responsie model toplaag	23
	3.3.1 Evenwichts- en compatibiliteitsvoorwaarden	23
	3.3.2 Constitutieve relaties	25
	3.4 Faalmodel	28
	3.4.1 Aanwezigheid normaalkracht	28
	3.4.2 Geometrisch lineair	30
	3.4.3 Doorslagstabiliteit; geometrisch niet-lineair	32
	3.4.4 Afschuiving van de toplaag	33
4	BEINVLOEDENDE FACTOREN MECHANICAMODEL	35
	4.1 Hydraulische belasting	35
	4.1.1 Leklengte	35
	4.1.2 Stijghoogte in filter	38
	4.1.3 Scheve inval	38
	4.2 Bekledingsconstructie	39
	4.2.1 Imperfecties	39
	4.2.2 Klemming in lengterichting van de dijk	39
	4.2.3 Dynamische effecten	40
	4.3 Faalmodel en faalmechanismen	42
5	TYPEN BEKLEDINGEN	44
	5.1 Ontwerp ontwikkelingen	44
	5.2 Initiële geometrie van het bekleedde vlak	45

5.3	Toplaagelementen en klemming	46
5.3.1	Blokken en zuilen	46
5.3.2	Blokken en zuilen in deze studie	47
5.3.3	Imperfecties van toplaagelementen	48
5.3.4	Trekproefresultaten	48
5.4	Toplaagelementdikte en klemming	50
5.5	Open ruimte in de toplaag	50
5.5.1	Voegen en klemming	51
5.5.2	Inzanding	52
5.6	Filterlaag	53
5.7	Gepenetreerde steenzettingen	56
5.8	Teen- en overgangsconstructies en bermen	58
5.8.1	Teen- en overgangsconstructies	58
5.8.2	Bermen	60
6	VEILIGHEIDSANALYSE	62
6.1	Filosofie	62
6.2	Technisch ontwerpconcept bekleding	63
6.3	Faalmechanismen bekleding	63
6.4	Scenario's toetsing bekledingen	66
6.4.1	Golfbelasting	67
6.4.2	Gebeurtenissen	68
6.4.3	Scenario's	68
6.5	Bepaling constructieve veiligheid in toplaagresponsieberekeningen	70
6.5.1	Onzekerheden belastingmodel	70
6.5.2	Onzekerheden responsiemodel	71
6.5.3	Onzekerheden faalmodel	72
6.5.4	Aanbevolen partiële veiligheidsfactoren	72
7	RESULTATEN EN DISCUSSIE	73
7.1	Golfklapberekeningen	73
7.1.1	Afhankelijkheid van de toplaagelementdikte D	74
7.1.2	Afhankelijkheid van de taludhelling	75
7.1.3	Afhankelijkheid van de brekerparameter	76
7.1.4	Invloed grootte van de Normaalkracht	78
7.1.5	Vergelijking met Deltagootproeven	80
7.2	Golfterugtrekking	81
7.2.1	Afhankelijkheid brekerparameter en leklengte	81
7.2.2	Afhankelijkheid helling talud en plaats van golfterugtrekking	82
7.2.3	Afhankelijkheid normaalkracht en conclusies klemming voor $1.0 < \xi_{op} < 2.5$	85
7.3	Verschillen in resultaten en overgangsgebied golfklap en golfterugtrekking	86

8	CONCLUSIES	87
8.1	Ten aanzien van de rekenmodellen voor klemming	87
8.2	Ten aanzien van klemming door normaalkracht	88
8.3	Ten aanzien van de veiligheidsfilosofie	89
9	AANBEVELINGEN	90
	REFERENTIES	92

INHOUDSOPGAVE APPENDICES

A	Beddingconstant granulaire laag
B	Formules vrij dragende ligger
C	Formules verend ondersteunde ligger
D	Niet-lineaire verplaatsing ligger van toplaagelementen
E	Doorslagstabiliteit drukboog van toplaagelementen
F	Toplaagbelasting en responsie bij golfklap
G	Uitvoer berekeningen

1 INLEIDING

1.1 Achtergrond

Na de watersnoodramp van 1953 zijn alle zeedijken verhoogd en verbreed. De oude dijken waren overwegend bezweken omdat de kruinen te laag waren en de binnentaluds te steil. Er was geen indicatie dat er iets niet goed zou zijn met de bekledingen. De bekledingen zijn dan ook niet verzwagd. In de afgelopen tijd is gebleken dat van een behoorlijk aantal van deze dijken de bekleding niet voldoet. Bij zware golfaanval zijn de voor de bekleding van de dijken gebruikte betonblokken niet voldoende stabiel. De betonbekleding werd na 1953 aanvankelijk, op basis van ervaring, even zwaar ontworpen als basaltbekleding, terwijl ze voor wat betreft andere eigenschappen die voor de stabiliteit belangrijk zijn, minder gunstig zijn.

Er is inmiddels uitgebreid onderzoek gedaan naar de kwaliteit van de dijkbekledingen, zowel op dijken als in (schaal)modellen. Dit heeft geleid tot betere ontwerpen voor nieuwe bekledingen (na ca. 1985) en tot veel meer inzicht in de fenomenen die spelen bij de diverse typen bekledingen. De 'nieuwe' bekledingen (van na 1953) zijn over het algemeen minder doorlatend dan de oude bekledingen met basaltzuilen. Hierdoor zijn ze minder stabiel.

In de jaren '90 is een wettelijke toetsverplichting voor alle waterkeringen en ook voor de steenzettingen van kracht geworden.

Met de huidige stand van de kennis moet in het kader van deze toetsverplichting voor een groot aantal bekledingen met betonelementen worden geconcludeerd dat deze onvoldoende is. De wettelijk vastgestelde veiligheids-eis wordt niet gehaald. Dit geldt ook voor veel oude basalt-bekledingen. Dit laatste wordt veroorzaakt door de hoge belasting die moet worden aangenomen op basis van het vereiste veiligheidsniveau en voor de gehanteerde veiligheids-filosofie.

Het feit dat de bekleding onvoldoende zwaar is om tenminste gedurende de duur van de superstorm haar functie te blijven vervullen, wordt bij de toetsing beschouwd als een groot risico voor het totale falen van de dijk. Er wordt niet of nauwelijks rekening gehouden met het eventuele feit dat de dijk met beschadigde bekleding ook een storm kan overleven.

Afhankelijk van de uitslag van de toetsing wordt al dan niet tot vervanging van de toplaag van de bekleding besloten. Deze vervanging betreft vaak alleen de boventafel van de dijk. Met het op deze wijze op orde brengen van de zeeweringen is veel geld gemoeid.

1.2 Probleemstelling

In de huidige toetsmethoden voor de dijkbekledingen wordt een aantal faal-mechanismen getoetst. Het belangrijkste daarvan is toplaaginstabiliteit, ofwel lift van de elementen van de toplaag. Deze lift doet zich voor bij maximale terugtrekking van de golf op het dijktaalud of tijdens een golfklap. Onder de bekleding bevindt zich water dat een opwaarts drukverschil geeft en de elementen eruit licht.

Het feit dat de elementen vrijwel altijd klem zitten tussen de naburige elementen wordt daarbij niet (goed) meegenomen in de reken en toetsmethoden.

1.3 Deze studie

In het onderhavige rapport wordt studie verricht naar de mogelijkheid om de klemming van de toplaagelementen wel mee te nemen bij de toetsing. Het rapport is een verslag van studie naar het gedrag en de capaciteit van de bekledingsconstructie om golfteug-trekking en golfklappen te kunnen weerstaan. Het bevat een literatuurstudie en de ontwikkeling van een mechanicamodel en aanbevelingen om te komen tot toepassing van het model in toetsing en ontwerp van steenzettingen.

Het werk is gebaseerd op de huidige stand van de kennis omtrent alle andere fenomenen gerelateerd aan steenzettingen.

Het beoogde eindproduct van de studie (waarvan dit rapport de tweede fase bevat) is een methodiek voor het toepassen van inklemming bij twee typen elementen: basalt en koperslakblokken. De methodiek moet praktisch toepasbaar zijn en moet worden geaccordeerd door de TAW.

1.4 Afbakening

Bij de berekening en toetsing van steenbekledingen bestaat onzekerheid over een aantal fenomenen.

Eén van deze fenomenen is de inklemming van de blokken en zuilen door naburige blokken en zuilen. Toetsing van de toplaag hoeft zich bij aanwezigheid van klemming niet te richten op lift van een enkel element, maar de bekleding kan worden beschouwd als een samenwerkend geheel. Het fenomeen 'klemming' heeft een gunstig effect op de sterkte van de bekleding. De mate van klemming wordt momenteel in het veld getest door de uittrekkraft van een enkel element te meten. Verder is door diverse personen rekentechnische studie gedaan naar klemming. De basis voor een toetsregel met klemming, zoals inzicht in wat er precies speelt, een fysisch model met gerichte studies en verificaties en vervolgens implementatie en acceptatie hiervan, zijn nog onvoldoende aanwezig. Deze studie richt zich hierop.

Voorts bestaat er onzekerheid over de vermindering van de doorlatendheid gedurende de levensduur en het effect daarvan op de drukopbouw onder de toplaag. De veronderstelling is dat vermindering van de doorlatendheid door inzanding het eerst optreedt in het filter, en daardoor tot stabielere constructies leidt. Van het bewust inwassen van de voegen met inwassingsmateriaal is bekend dat dit tot vermindering van de doorlatendheid van de toplaag leidt. In de praktijk wordt dit laatste fenomeen, omdat het een ongunstig effect heeft op de sterkte van de bekleding, 'uitgeruild' tegen het niet in rekening brengen van het effect van de klemming.

Het niet (goed) in rekening brengen van klemming leidt zeer waarschijnlijk tot 'te' veilige constructies, of in het geval van toetsing van bestaande constructies, tot mogelijk onterecht afkeuren, of onterecht als twijfelachtig bestempelen.

Het is onduidelijk of de werkwijze met de genoemde uitruil altijd veilig is, en het is onzeker of een verbetering van de huidige toetsmethoden, waarbij klemming wel meegerekend zou worden, niet onveilig zou zijn, omdat het belastingmodel bij zeer doorlatende toplagen misschien te gunstig is.

Er zal ook een scherper beeld van het effect van de andere genoemde aspecten moeten ontstaan voordat klemming 'veilig' meegerekend kan worden. Deze studie richt zich niet nu reeds op de andere aspecten. Er wordt gewerkt met de actuele stand van de kennis op deze punten.

1.5 Organisatie onderzoek

Deze studie wordt verricht in het kader van het Delft Cluster project 03.02.05 en project Rekenregels Inklemming Steenzettingen (RIS) van Rijkswaterstaat, Dienst DWW. De studie wordt uitgevoerd door de auteur van dit rapport.

De studie wordt begeleid door een begeleidingsgroep waarin zitting hebben: prof. drs. ir. J.K. Vrijling (TU Delft), ir. M. Klein Breteler (WL Delft Hydraulics), Ir. A. Bezuijen (GeoDelft) en ir. R. 't Hart (DWW).

2 BEVINDINGEN LITERATUURSTUDIE

2.1 Schade aan steenzettingen

Het is bekend dat er regelmatig schade aan de bekledingen is. Een systematische inventarisatie, van waaruit het mogelijk is de conditie van de bekleding voorafgaand aan falen en de golfbelasting waaronder falen opgetreden is te achterhalen, ontbreekt.

Wel is het mogelijk uit diverse verslagen en beschrijvingen informatie te verzamelen. Hierover zal nog worden gerapporteerd. De indruk bestaat dat het zeer moeilijk zal zijn informatie te vergaren die kan functioneren als ijking voor ontwerp en toetsberekeningen.

Deze informatie is wel beschikbaar uit de proeven in de Deltagoot. Het benutten van deze gegevens om wat over de klemming te zeggen, wordt bemoeilijkt door het feit dat de randvoorwaarden van de goot in de langsrichting van de dijk niet altijd representatief zijn voor klemming.

Van de Deltagoot proeven worden in deze studie met name de resultaten betreffende de hydraulische condities gebruikt.

2.2 Ontwikkelingen in rekenmethodiek steenzettingen

2.2.1 Hoofdlijnen huidige rekenmethodiek

De momenteel gebruikte rekenmethodiek aan bekledingsconstructies bestaande uit filterlagen en een steenzetting is voornamelijk nog gebaseerd op de methoden die beschreven worden in [Handboek CUR 155, 17]. Ontwerp en toetsing volgens deze methode kunnen worden uitgevoerd met het computerprogramma Anamos. De vergelijkingen die in Anamos gebruikt worden, zijn gebaseerd op een stromingsmodel voor de toplaag en het filter, en geverifieerd met metingen en analyse van de Deltagoot-proeven. Verder wordt er een empirische fit toegepast die een min of meer 'directe' koppeling aan de uitkomst van proeven waarborgt.

De ontwerpmethodiek wordt uitvoerig en inzichtelijk beschreven in de meest recente versies van de handleiding ontwerpen dijkbekledingen [Dorst,12] en het Technisch rapport Steenzettingen [TRSt, 48, 49, 50].

Er bestaan ook eenvoudiger en ingewikkelder methoden. Een eenvoudiger methode is de statische methode. Deze gaat uit van golfterugtrekking tot $0,33 H \xi$ en van een niet-doorlatende bekleding. Dit leidt tot de formule: $H / \Delta D = 3 \cos \alpha / \xi$. Ingewikkelder methoden en modellen (zoals Z-Steen) verdisconteren niet-lineaire stroming in de filterlaag en toplaag en daarmee o.m. het effect van inzanding.

Er wordt ontworpen en getoetst op drie hoofdfaalmechanismen [TRSt, 48]:

- Toplaaginstabiliteit: dat is stabiliteitsverlies door oplichten van de individuele toplaagelementen op het tijdstip van maximale golfterugtrekking of tijdens een golfklap (toplaagelementen bewegen loodrecht op het talud);

- Afschuiving: het gaat hierbij om afschuiving van de bekleding over de onderliggende constructie (toplaagelementen zakken uit langs het talud) en/of om afschuiving van de ondergrond, ofwel grondmechanische instabiliteit;
- Materiaaltransport: hiermee wordt bedoeld materiaaltransport vanuit de ondergrond door de bekledingsconstructie naar buiten.

Toetsing van de toplaaginstabiliteit geschiedt in de huidige toetsmethodiek door eenvoudig weg per steen evenwicht te eisen tussen de opwaartse kracht door waterdruk en de neerwaartse kracht door het gewicht van de steen. Tevens wordt een wrijvingskracht geacht een bijdrage aan de neerwaartse kracht te leveren.

De opwaartse waterdruk wordt bepaald door de golfaanval en de eigenschappen van de onderlagen en de toplaag van de bekleding.

De volgende parameters zijn van invloed:

- De golfhoogte H , een grotere golfhoogte leidt tot een groter drukverschil;
- De golfperiode T_p , bij een grotere golfperiode trekt de golf zich verder terug en ontstaat een groter opwaarts gericht drukverschil;
- De taludhelling bepaalt, in relatie tot de steilheid van de golf H/L_0 , hoe de golf breekt, en hoe sterk de golfoploop en golfterugtrekking zijn; een flauwere dijkhelling geeft een lagere belasting;
- De doorlatendheid van de onderlaag is bepalend voor de drukopbouw onder de bekleding; van invloed zijn de snelheid waarmee het filter zich vult en het niveau tot waar het gevuld wordt;
- De relatieve openheid van de toplaag bepaalt de mate waarin de druk zich onder de toplaag kan opbouwen.

De twee laatst genoemde parameters worden in hun verhouding tot elkaar uitgedrukt in één parameter, de leklengte Λ .

Van de neerwaartse kracht wordt aangenomen dat deze bepaald wordt door de taludhelling en eigenschappen van de toplaag:

- Gewicht en open ruimte van de bekleding; bedoeld worden de dikte van de toplaag, het soortelijk gewicht van het toplaagmateriaal en de dichtheid van de bekleding (aantal blokken en/of zuilen per m^2 , alsmede eventuele inkassingen en/of holtes).
- De taludhelling, een flauwere helling geeft een grotere component van de zwaartekracht loodrecht op het talud.
- Het effect van de taludhelling op de kracht waarmee de elementen tegen elkaar aangeklemd liggen; een steilere helling geeft tengevolge van de grotere zwaartekrachtcomponent evenwijdig aan de dijkhelling een grotere normaalkracht en daarmee een grotere klemming; hieraan kan een grotere wrijvingskracht tussen de elementen ontleend worden.
- Verder wordt aangenomen dat de ruwheid van de bekledingselementen en de aanwezigheid van materiaal in de voegen van invloed is op de wrijvingskracht.

De wrijvingskracht wordt geleverd door het onderliggende element. Het element dat uit wil treden leunt tegen het onderliggende element en ondervindt wrijving bij het omhoog bewegen. In [Handboek CUR 1555, 17] is de bijdrage van deze kracht uitgedrukt in een vergrotingsfactoren op het eigen gewicht van de bekledingselementen. De onderliggende theorie staat o.m. in [Burger, 9].

Voor zuilachtige elementen en blokken met een verhouding $B/D < 2$ gelden de volgende waarden:

Taludhelling	Vergrotingsfactor op eigen gewicht tbv 'wrijvingskracht'
1:5	1,1
1:2	1,25

Deze benadering gaat voorbij aan het feit dat het onderliggende element eventueel ook uit zou willen treden en tegelijkertijd ook omhoog beweegt. De toetsfilosofie gaat uit van één los element. In werkelijkheid is de verhouding van de wrijvingskracht en het eigen gewicht bij uittrekking van één enkel element vaak zeer groot, en bij gelijktijdig uitlichten van een heel veld zeer klein. Bij een oneindig groot veld zelfs nul.

Naast de hoofdfaalmechanismen worden er nog andere faalmechanismen te onderscheiden:

- Toplaaginstabiliteit door golfklap; hiervan staat nog niet veel vast. Uit de meest recente Deltagoot proeven is de indruk ontstaan dat dit mechanisme maatgevend kan zijn bij een relatief grote toplaagdoorlatendheid. Er wordt op getoetst middels de 6-ksi-regel.
- Afschuiving in de toplaag zelf;
- Falen van de teenconstructie en/of de overgangsconstructie

2.2.2 Overzichts- en veiligheidsstudies

Nu blijkt dat bij toetsing volgens bovenstaande methoden een groot deel van de Nederlandse steenzettingen zal moeten worden afgekeurd. Het is de vraag of dat misschien niet onterecht is. De laatste jaren is het onderzoek daaromtrent geïntensiveerd.

Er is een aantal overzichtsstudies verschenen die in het kader van dit rapport niet besproken kunnen worden zonder van dit rapport ook weer een overzichtsrapport te maken. Wij noemen [Slijkhuis en Klaassen, 42], [Van der Meer, 37] en [Klein Breteler, 30] en [56].

In [Stroeve, 45] is in een veiligheidsanalyse voor enkele dijkvakken voor de Westerschelde ook beoogd de rekenmethodieken te inventariseren, te vergelijken en de effecten van het rekenen met stochastische parameters te onderzoeken.

In de doelstelling van deze studie staat dat men wil analyseren:

- de faalkans van de steenzetting (bedoeld is de faalkans die volgt uit probabilistisch rekenen met het huidige toetsmodel),
- de invloed van onzekerheden en 'veilige' aannames op de faalkans en
- 'hoe inklemming in de toets en ontwerpmethodie moeten worden ingebracht.'

In de studie wordt een oplossingsrichting voor implementatie van inklemming gegeven waarbij de Anamos-vergelijkingen uitgebreid worden met een factor die empirisch bepaald wordt met behulp van de resultaten van trekproeven. Uitwerking hiervan ontbreekt.

2.2.3 Trekproeven

Er zijn veel trekproeven gedaan op dijkbekledingen.

De bruikbaarheid van de resultaten van deze proeven voor studie naar inklemming wordt gering geacht op grond van overwegingen uit de mechanica van de bekledingsconstructie waarbij de losse elementen samenwerken als een ligger of zelfs als een plaat.

In het geval dat bij een trekproef 'bezwijken' door een zuigermechanisme optreedt, is de relevantie van de proef gering. Een zuigermechanisme is bij golfbelasting alleen maatgevend als het blok echt los van de naburige blokken staat en er uit gestift kan worden. Als er tijdens trekproevenseries veel van dergelijke bezwijkgevallen zijn op een dijkvak, zegt dit wel wat over de initiële klemming. Een afschuif-mechanisme (bezwijken van de bekleding op dwarskracht) is ook zelden of nooit maatgevend bij golfterugtrekking.

In geval van 'bezwijken' van de bekleding door doorslag, heb je ook weinig aan het resultaat van de analoge trekproeven waarbij boogwerking optreedt, omdat de normaalkracht in het vlak bij lokale uittrekbelasting veel hoger op kan lopen dan bij lift van een groot deel van de bekleding zoals dat gebeurt bij golfbelasting. Het beïnvloedingsgebied van een uittrekproef is te klein om met behulp van de proeven iets te kunnen zeggen van de klemming bij golfterugtrekking. De normaalkracht is bij de trekproeven niet gemeten en is ook heel moeilijk te meten.

In [Klein Breteler, 28] worden trekproefresultaten geanalyseerd en wordt een invloedsfactor voor minimale klemkracht afgeleid. Dit gebeurt op statistische gronden en niet op basis van een mechanicamodel, of op basis van een vertaalslag tussen belasting van de toplaag door een solitaire kracht en golfbelasting op een heel veld van de bekleding. Bij de analyse worden de trekproeven waarbij (vermoedelijk) boogwerking is ontstaan buiten beschouwing gelaten. Dit is in die zin logisch en consequent dat de statische analyse slechts een uitkomst geeft over de 'klemfactor' van relatief los liggende elementen die als enkel element zullen falen. Deze redenering sluit aan bij de toetscriteria van Anamos. De redenering laat echter veel van de proefdata die (veel) hogere uittrekkrachten geven onbenut. De statistische analyse is uitgevoerd voor meerdere locaties en types bekleding en is als zodanig waardevol om de condities van de bekleding met het oog op klemming te beoordelen en te kwantificeren. Zie ook par. 5.3.

In [Weijers en De Haas, 58] wordt bepleit om wel wat met de hoge trekproefresultaten te doen en wordt voorgesteld om de trekproef resultaten te verwerken en om klemkrachten en klemfactoren in het ontwerp te baseren op 0.1%-waarden van de uittrekproeven. Dit met het argument dat bij golfbelasting evenals bij de proeven boogwerking optreedt. Deze redenering is voor zover bekend slechts incidenteel toegepast ter facilitering van 'goedkeuring' van twijfelachtige bekledingen. Uit het bovenstaande moge duidelijk zijn dat het ook onwenselijk dat deze redenering toegepast wordt.

Studies naar klemming moeten zich richten op een realistische simulatie van de werking van de bekleding als ligger. De elementen liggen daarbij tegen elkaar aan als een ongewapende voorgespannen constructie. Zoals bijvoorbeeld bij een ongemetselde Romeinse boog. De belasting is min of meer gelijkmatig verdeeld.

2.2.4 Deltagootonderzoek

Het in de loop der jaren uitgevoerde onderzoek in de Deltagoot is beschreven, geanalyseerd en samengevat in een aantal rapporten [Smith, 42], [Klein Breteler, 29], [Lubbers, 37]. Deze rapporten bevatten beschrijvingen van de proefopstellingen, waarnemingen, analyses en waar dat relevant is en binnen bereik ligt, ook conclusies en aanbevelingen over aanpassing van de rekenmethoden.

Aan de hydraulische belasting bij golfterugtrekking is uitgebreide verificatie gepleegd. Golffronten zijn empirisch beschreven. De theorie voor berekening van verschildrukken over de toplaag van de bekleding is geverifieerd en blijkt goed bruikbaar. Voor wat betreft golfklapbelastingen is de stand van kennis minder ver. Voor een beperkte range zijn er empirische formules van gemeten verschildrukken beschikbaar. Met deze informatie wordt de toetsregel $6\xi^{-2/3}$ zoals die nu gebruikelijk is onderbouwd. Daarbij wordt gebruik gemaakt van fysische formules voor verhoging van toestroming en traagheid van de toplaagelementen bij plotselinge beweging. Klemming is letterlijk de sluitpost. Redenerende vanuit de gemeten bezwijkwaarden wordt berekend wat de invloed van klemming moet zijn geweest. Dit is voor een aantal bekledingstypen uitgewerkt.

Deze methode is kan zeer waardevol zijn als het mogelijk blijkt deze te combineren met een fysische onderbouwing van de invloed van klemming. Een mogelijkheid die dan ontstaat, is dat de golfklap belasting die juist voor bezwijken op de toplaag aanwezig was als het ware teruggerekend wordt.

2.3 Studies naar inklemming

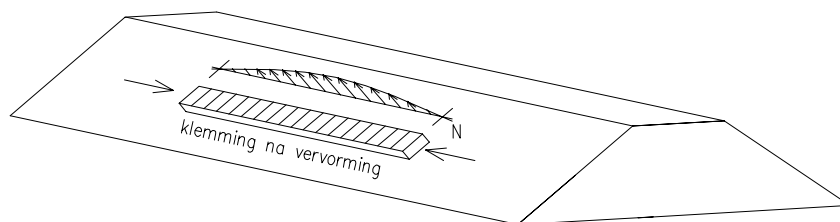
Op de TU Delft, subfaculteit Civiele Techniek is door diverse studenten in afstudeerwerk gestudeerd op inklemming van steenbekledingen. Zowel door de groep Mechanica & Constructies (begeleiding Blaauwendraad) als door groep Waterbouwkunde (begeleiding Vrijling).

De studies worden achtereenvolgens beschreven waarbij de volgorde is gebaseerd op een toenemende complexiteit en toepasbaarheid.

[Frissen, 13], 1996 bestudeert doorslagmechanismen in een strook steenbekleding evenwijdig aan de dijk. De strook heeft aan de uiteinden bij aanname oneindig stijve randvoorwaarden. De lengte van de stroken is maximaal 48 m. Er wordt een sinusvormig verlopende belasting aangebracht die in lengte varieert: 6, 12 en 24 m. Er is gerekend met een analytisch doorslagmodel en met een eenvoudig niet-lineair elastisch DIANA-model, waarbij de opbouw van de theorie en de analyse van de resultaten zeer interessant is.

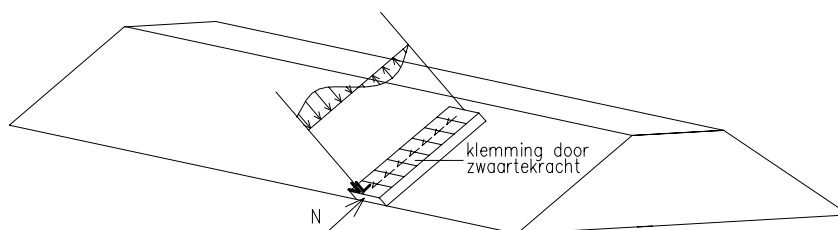
De uitkomsten voor de normaalkrachten die aanwezig zijn op het tijdstip van doorslag zijn zeer hoog. De normaalkrachten nemen bij verfijning van de modellering overigens wel significant af (ca. een factor 2 ten opzichte van het analytische model). De nog immer hoge normaalkrachten kunnen alleen maar in een dicht gepakte bekleding ontstaan, en ook alleen maar in de lengterichting van de dijk.

Dit maakt dat de praktische toepasbaarheid van de resultaten gering is. Als de in de studie gevonden sterkte van de bekleding wordt omgerekend naar $H/\Delta D$ zou een waarde van ca. 20 à 25 gevonden worden.



[Van Hoof, 21], 2000 berekent een strook steenbekleding op de helling van de dijk als een ligger op een elastische bedding met het doel iets te kunnen zeggen over het schademechanisme van het uitlichten van één enkele steen. Hij berekent momenten die opgenomen moeten worden door een normaalkracht die aanwezig is door eigen gewicht of 'opgewekt moet worden'. Er wordt een principe gehanteerd waarbij de normaalkracht in de kern van de doorsnede moet blijven. De conclusie is dat de capaciteit voor momenten 'te gering' is.

In [Vrijling, 57] wordt hierop nog voortgebouwd en ontstaat bij het verder toelaten nemen van de excentriciteit van de normaalkracht een bijdrage van het moment die qua grootte interessant is. In dit artikel zijn echter voor de belastingen en de toegepaste mechanica weer sterke vereenvoudigingen toegepast. De conclusie is dat de stabiliteit van de toplaag ten opzichte van de statische waarde $3 \cos \alpha / \xi$ kan toenemen met 35%.



Het afstudeerwerk van Suiker, 1995 wordt beschreven in [46]. Suiker bestudeert klemming van de elementen in een strook op de helling van de dijk. De elementen ontleen klemming aan de wrijvingskracht die opgenomen kan worden door de dankzij de eigen-gewichtscomponent aanwezige klemming. Daarnaast worden de volgende tweede orde effecten genoemd waaraan extra klemming ontleend kan worden.

- Vergroting van de klemming in de richting op de helling door wrijving van de blokken op de dijkelling,
- Klemming door opsluiting van een blokkenveld tussen het topschot en het teenschot en
- Klemming in langsrichting van de dijk door opsluiting tussen de buiten het gebied van de golfaanval gelegen blokken.

Suiker bespreekt de tot dan toen uitgevoerde trekproeven op Haringmanblokken en concludeert dat er met name klemming in langsrichting waar te nemen is. In de richting op de helling blijkt de normaalkracht niet altijd aanwezig te zijn en worden vaak spleten waargenomen.

Suiker maakt berekeningen met een DIANA-model waarbij een strook op de helling gemodelleerd is. Klemming in langsrichting wordt niet meegenomen. Met de blokkenrij worden geometrisch niet-lineaire berekeningen gemaakt. De blokken liggen op een

bedding waaraan ze bij verplaatsing ook wrijving kunnen ontlelen. Dit is een fysisch niet-lineair effect. In een kennelijk typerende case wordt berekend dat bij bezwijken (uitbreken van één blok) de dan aanwezige normaalkracht opgebouwd is uit 43% eigen-gewichtsc component, 25% klemming door omduwen topschot en 32% uit wrijving op de filterlaag.

[Hussaerts, 21] sluit in zijn afstudeerwerk aan op de reguliere notaties en methoden van ontwerp en toetsing van de bekledingsconstructies. In zijn werk beoogt hij een fysisch model te ontwikkelen voor de stabiliteit van de steenzetting en tevens werkt hij aan een economische ontwerptimalisatie op basis van probabilistische technieken.

De fysische modellering betreft feitelijk alleen modellering van de golfbelasting. Voor de bekleding wordt uitgegaan van het bezwijkcriterium van lift van een losse steen juist op de positie van maximale golfsterkte. Door van alle golfparameters de stochastische waarden te nemen, wordt de kans op lift berekend. Er wordt géén probabilistisch toegepast op de condities van de bekleding. Voor de belasting op de bekleding wordt de statische methode gehanteerd (zie paragraaf 3.2).

Vervolgens wordt met eenvoudige modellen de kans berekend op falen van de dijk en inundatie na falen van de dijkbekleding. Met aannahme van een hoeveelheid schade bij inundatie kan een economisch verantwoorde bekledingsdikte bepaald worden. De uitkomst voor de economische bekledingsdikte is hoog. Deze zou uitkomen op 0,88 m dikte op een plaats waar volgens de huidige deterministische toetsmethode 0,55 m vereist is [Hussaerts, 22]. De gevolgde werkwijze is logisch en mogelijk ook bruikbaar. De resultaten zijn echter niet geheel verklaarbaar.

De conclusies zijn dan ook dat er aan de functie van de bekleding in het falen van de dijk, en aan het bezwijkmechanisme van de bekleding zelf nog gestudeerd moet worden, alvorens de gepresenteerde methode tot zinnige resultaten leidt. De waarde van het onderzoek van Hussaerts is gelegen in het beschrijven van de hele keten van instabiliteit van een toplaagelement tot inundatie van het achterland, niet zozeer in de kwantitatieve uitwerking van de afzonderlijke stappen.

In het kader van de proevenseries die uitgevoerd zijn in de Deltagoot en ook parallel met case-studies in het kader van het toetsen van dijkvakken is ook door het WL en door GeoDelft studie verricht naar inklemming van de bekledingselementen. TNO heeft berekeningen gemaakt met een groot eindige-elementen model.

Van de reeds in [Handboek CUR 155, 17] geïntroduceerde wrijvingskrachten tussen de blokken blijft onduidelijk waar deze krachten (in theorie) evenwicht vinden als de resultaten worden benut voor het berekenen van golfaanval op een toplaag met samenwerkende elementen. De grootte van de krachten waarmee gerekend wordt, is echter zo laag dat ingeschat wordt dat dit volstrekt veilig is.

[Bezuijen, 3] beschouwt het evenwicht van losse blokken, waarbij het evenwicht mede wordt verzekerd door krachten en momenten uit contact met de nevenliggende blokken. Deze krachten die stabiliserend werken op het zwaarst aangevallen blok, werken uiteraard destabiliserend op het nevenliggende blok. Door deze krachten per blok te bepalen is het evenwicht van een verzameling blokken te berekenen. In [3] wordt deze berekeningsmethode gepresenteerd. De berekening wordt uitgevoerd met een computerprogramma "Blokken". De interactie tussen de blokken wordt ontleend aan de

aanwezigheid van een normaalkracht. Het is niet geheel duidelijk in hoeverre de grootte van de normaalkracht gekoppeld is aan de grootte van de wrijvingskracht en aan de momenten. De gepresenteerde resultaten vertonen kwalitatief gelijkenis met de uitkomsten van liggerberekeningen.

[Frissen, 14 en 15], heeft bij TNO het onderzoek aan steenzettingen voortgezet met een groot eindige elementenmodel waarbij klemming onderzocht is door trekproeven en golfbelasting te simuleren. Bij de numerieke trekproeven trad zowel een zuigermechanisme als een inklemmechanisme op, waarbij een element zich volledig vastzette tussen licht geroteerde naburige elementen. Bij zuilenbekledingen worden hogere resultaten gevonden, die men in de rapportage niet volledig kan verklaren. In [Weijers en De Haas, 58] wordt nog melding gemaakt van het feit dat de rotatievrijheid die de elementen in het vlak van de toplaag hebben in de numerieke simulatie bij bleek te dragen aan de realistische simulatie. Een andere saillante informatie is dat er ook een simulatie is gedaan voor een zuilenbekleding met een ontbrekende zuil. De sterkte van de toplaag sec bleek nauwelijks aangetast. Men verwacht dat de taaiheid van de constructie groot is, ook bij (lokale) uitspoeling van filtermateriaal, die het gevolg kan zijn van het uit treden van één element.

Uit de bespreking van de literatuur kan worden afgeleid dat er veel bruikbare elementen zitten in het bestaande onderzoek naar klemming. In deze studie zullen een aantal van deze elementen worden opgepakt en zal worden getracht

- het fenomeen klemming te voorzien van een theoretisch correcte basis,
- een fysisch model te ontwikkelen met een integrale aanpak van belasting, constructiegedrag en toetsing aan gedefinieerde limit-states en zal
- een toepassingsgerichte aanpak nagestreefd worden.

3 MECHANICAMODEL KLEMMING

3.1 Beschrijving model

Het in deze studie gehanteerde mechanica model voor de sterkte en stabiliteit van de toplaag van de dijkbekleding beschouwt de toplaag als een in het eigen vlak voorgespannen plaatveld dat voorbelast is door het eigen gewicht van de elementen. De voorbelasting die loodrecht op het vlak aanwezig is, is de component van het gewicht loodrecht op het vlak.

$$\rho g D \cos\alpha$$

De voorspanning die in het vlak aanwezig verondersteld wordt, is gelijk aan de component van het gewicht van de bovenliggende bekleding langs het vlak.

$$\Sigma_s \rho g D \sin\alpha$$

Er zijn argumenten voor zowel kleinere als grotere voorspanning in het vlak.

Zie ook par 3.4.1.

Dankzij de voorspanning in het vlak hebben de elementen een weerstand tegen losraken die groter is dan de voorbelasting loodrecht op het vlak. Dit geldt in sterke mate voor een individueel blok, maar geldt ook voor grotere blokkenvelden. De uittrekkraft van een enkel blok kan vele malen groter zijn dan het eigen gewicht van het blok. Zo geldt ook voor een relatief groot veld van elementen dat ten gevolge van een opwaartse kracht die groter is dan $\rho g D \cos\alpha$ gaat zweven, dat deze situatie veilig en stabiel kan zijn. Evenwicht van krachten wordt in dit geval ontleend aan de liggerwerking, waarbij het optredende buigend moment en de optredende dwarskracht opgenomen wordt dankzij de aanwezige normaalkracht, die excentrisch in de doorsnede kan komen te liggen.

Het rekenmodel wordt in eerste instantie 2-dimensionaal gehouden. Het argument daarvoor is dat de belasting verondersteld wordt constant te zijn langs een zekere lengte van de dijk. (In paragraaf 4.2.2 wordt hier op terug gekomen.) Het rekenmodel bestaat dan uit een strook steenzetting in de richting tegen de dijkhelling op, waarbij deze strook gemodelleerd is als een buigligger op elastische bedding. De bedding kan geen trekkrachten op nemen. Met dit model worden analytische berekeningen uitgevoerd.

Het model is op te splitsen in een belastingmodel, een model voor de (statische) respons en een model voor de toetsing van de respons aan faalcriteria.

Voor verschillende golfhoogtes, steilheden en andere randvoorwaarden variëren de grootte van de verschuldruk over de toplaag en de grootte van het gebied waarover deze optreedt sterk. Zie hiervoor paragraaf 3.2.

De lengte waarover de bekleding loskomt, en de optredende momenten moeten vervolgens per geval worden berekend. Zie hiervoor paragraaf 3.3.

Vervolgens moet berekend worden wanneer er geen evenwicht van krachten meer mogelijk is en de bekleding zal falen. Zie hiervoor paragraaf 3.4.

3.2 Belastingmodel

Opwaarts gerichte waterdrukverschillen over de toplaag vormen de belasting die bedreigend is voor het geval 'stabiliteit van de toplaag'.

In het liggermodel, waarbij de elementen in de toplaag samenwerken en weerstand tegen deze belasting aan elkaar ontlenuen, is niet alleen de maximale opwaartse verschuldruk van belang, maar ook het verloop van deze verschuldruk langs het talud. Bij zeer kort durende belastingen is ook het verloop in de tijd van belang.

Er zijn twee gevallen waarbij opwaarts gericht waterdruk ontstaat.

- bij golfte rugtrekking op het talud; de druk onder de bekleding blijft dan nog enige tijd hoog;
- bij een golfklap; direct na een golfklap is er sprake van een hoge waterdruk onder de elementen. De hoge druk die tijdens de golfklap op het talud aanwezig is, zorgt voor indringing van water, dat niet zo snel weg is.

3.2.1 Golfte rugtrekking

Voor golfte rugtrekking bij op de dijk brekende golven zijn er diverse belastingmodellen in omloop.

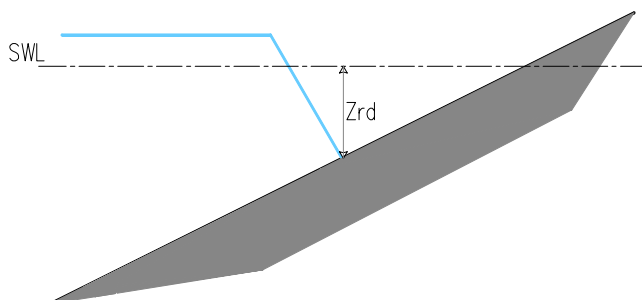
Het 'statische' belastingmodel

Dit model gaat uit van golfte rugtrekking tot een punt op het talud op peil z_{rd} onder de stil water lijn (SWL) en van een niet-doorlatende bekleding. De druk onder de bekleding is op het diepste punt van golfte rugtrekking is gelijk aan $\rho g z_{rd}$. Deze waarde is tevens de verschuldruk op het zwaarst belaste element.

De waarde van $z_{rd} = 0,33 H \xi$.

Voor de stabiliteitsparameter $H / \Delta D = 3 \cos \alpha / \xi$.

Van deze methode wordt gebruik gemaakt in [Vrijling, 57].



Omdat de bekleding hierbij als ondoorlatend wordt beschouwd ontstaat er geen kortsluiting met de drukken op het talud en geen gradiënten in het filter. Dit heeft tot gevolg dat de verschuldrukken geheel bepaald worden door de drukken aan de bovenzijde van het talud.

Ingewikkelder methoden verdisconteren stroming in de filterlaag. Deze worden hieronder beschreven.

Stromingsmodel Anamos

In het programma Anamos, dat bij de wettelijk vereiste toetsing gebruikt wordt, wordt een geschematiseerd drukverloop berekend, waarbij de optredende drukken aan de bovenzijde van het talud lineair verlopen.

Vervolgens kan dan met analytische formules het verloop van de stijghoogte aan de onderzijde van de toplaag worden berekend worden.

De analytische formules zijn gebaseerd op een differentiaalvergelijking voor de stroming in de filterlaag.

$$\frac{d^2 \Phi}{ds^2} = \frac{\Phi - \Phi'}{kbD/k'}$$

met

Φ = stijghoogte in het filter

Φ' = stijghoogte op het talud

k = de doorlatendheid van de filterlaag [m/s]

k' = de doorlatendheid van de toplaag [m/s]

b = de dikte van de filterlaag

D = de dikte van de toplaag

Het verschil in de stijghoogte boven en onder de toplaag is de eigenlijke belasting van de toplaag.

De maximale verschilddruk bedraagt:

$$\Phi_w = \left(\frac{\Lambda \cos \alpha}{2 \tan \beta} \cdot \left(1 - e^{\frac{-\Phi_b \tan \beta}{\Lambda \cos \alpha}} \right) + \frac{\Lambda \sin \alpha}{2} \right) \cdot \left(1 - e^{\frac{-2z_1}{\Lambda \sin \alpha}} \right),$$

afgeleid door Wolsink, in [Burger, 9]

waarin:

de hoogte van het golffront op het talud:

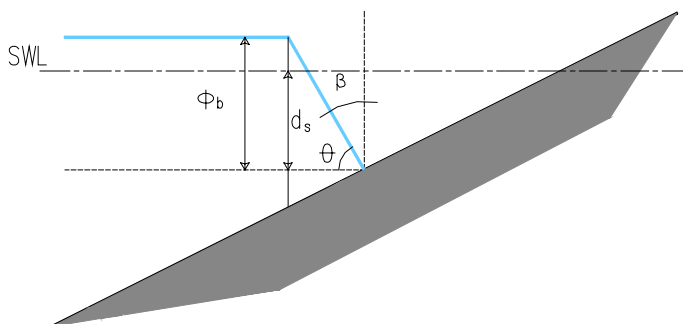
$$\frac{\Phi_b}{H} = \max \left\{ 0.36 \cdot \sqrt{\frac{\tan \alpha}{H/L_0}}; 2.2 \right\},$$

de steilheid van het golffront op het talud:

$$\tan \beta = \frac{0.17}{\sqrt{H/L_0}}$$

waarin

z_1 = het verschil in niveau van de freatische lijn in het filter (gelijk nemen aan niveau golftop) en het punt van maximale golfterugtrekking.

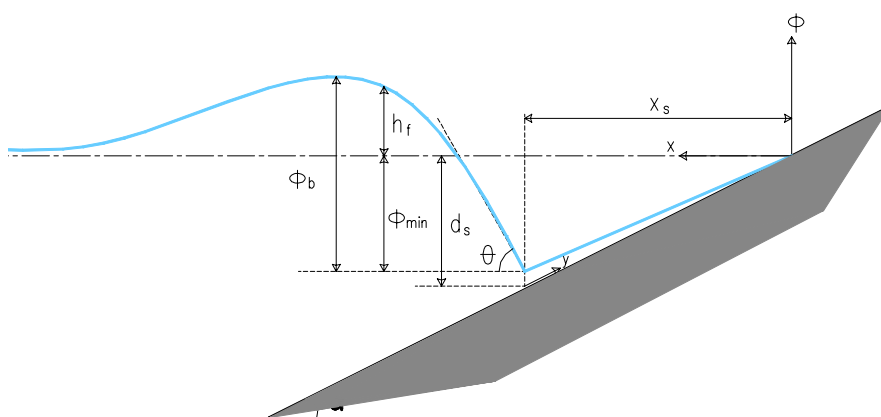


In deze formules [Burger, 9], [Klein Breteler, 25] is de verschildruk afhankelijk van de drukken op het talud en van de lek lengte $\Lambda = \sqrt{(kbD/k')}$. Deze parameter beschrijft de verhouding van de doorlatendheid van de filterlaag en de toplaag. Hoe groter de geringer de doorlatendheid van de toplaag is, hoe groter de lek lengte is. De waterdrukken onder de toplaag blijven dan over een relatief groot oppervlak hoog. Bij zeer grote waarden van Λ zou het verloop van de verschildrukken moeten lijken op de statische verschildruk van het hierboven beschreven statische belastingmodel.

Formules rond golffront

In [Klein Breteler, 27 en 29] worden formules gegeven voor een rond golffront. Deze formules zijn ontwikkeld naar aanleiding van Deltagoot metingen. Het verloop van de drukken op het talud wordt beschreven met meer parameters dan in het Anamos-model: de hoogte van de golftop, de plaats van de golftop, het punt tot waar de golf terug loopt en de 'dikte' van de waterfilm die dan nog op het talud aanwezig is.

De vorm van de een golf met een bepaalde hoogte H en steilheid H/L_0 is een stochastisch verschijnsel. In de beschrijving van de vorm van de golven zijn de parameters voor de significante waarde (H_s) en de extreme waarde ($H_{2\%}$) apart beschreven. In [27 en 29] worden de 2%-waarden van de diverse parameters dimensieloos genomen ten opzichte van H_s . Omdat in deze studie overwegend golven $H_{2\%}$ en hoger met de bijbehorende parameters worden bestudeerd, wordt hier gebruik gemaakt van 2%-golfformules die dimensieloos zijn gemaakt ten opzichte van de bijbehorende golf $H_{2\%}$. Daarbij wordt aangenomen dat $H_{2\%} = 1,4 H_s$. Deze waarden worden vervolgens voor alle golven gebruikt.



De hoogte van het stijghoogtefront (invloedsfactoren van berm- en voorland aangenomen op 1.0):

$$\frac{\phi_b}{H} = \frac{\phi_{b2\%}}{H_{2\%}} = \min \left\{ 0.192 \frac{\xi_{op}}{(\tan \alpha)^{0.75}}; 1.79 \right\}$$

De hellingshoek van het stijghoogtefront:

$$\tan \theta = \tan \theta_{2\%} = 2.7 \frac{1}{\xi_{op}^{1/3}}$$

De minimale stijghoogte op het talud (ten opzichte van de SWL):

$$\frac{\phi_{\min}}{H} = \frac{\phi_{\min,2\%}}{H_{2\%}} = \max \left\{ -1.14 \left(\frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan \alpha}} \right)^{1.25}; \frac{-1.79}{1 + 0.9/\sqrt{\xi_{op}}} \right\}$$

De plaats van de minimale stijghoogte op het talud (horizontaal gemeten):

$$\frac{x_s}{H} = \min \left\{ 0.36 + 0.157 \frac{\xi_{op}}{(\tan \alpha)^{1.5}}; 1.29 \frac{1}{\tan \alpha} \right\}$$

De plaats van het maximum van de druk op het talud:

$$x_m = \frac{3\Phi_b + 1.4\Phi_{\min}}{\tan \theta} + x_s$$

In sommige rapporten [Klein Breteler, 26] worden ook wel de aanduidingen Φ_{dal} of d_f voor de minimale stijghoogte of 'frontdaldiepte' Φ_{\min} . Hier wordt, evenals in recente WL-rapporten Φ_{\min} gehanteerd.

Het verschil in stijghoogte onder en boven het talud wordt op dezelfde wijze berekend als in het Anamos-model. De uitkomst is dan:

$$\Phi_w = \frac{\Lambda}{2} \left(\frac{-c\phi_{\min}}{1+c\Lambda} + \frac{\tan \theta \cos \alpha}{(1+c\Lambda)^2} + \sin \alpha \right) \cdot \left(1 - e^{\frac{-2z_1}{\Lambda \sin \alpha}} \right)$$

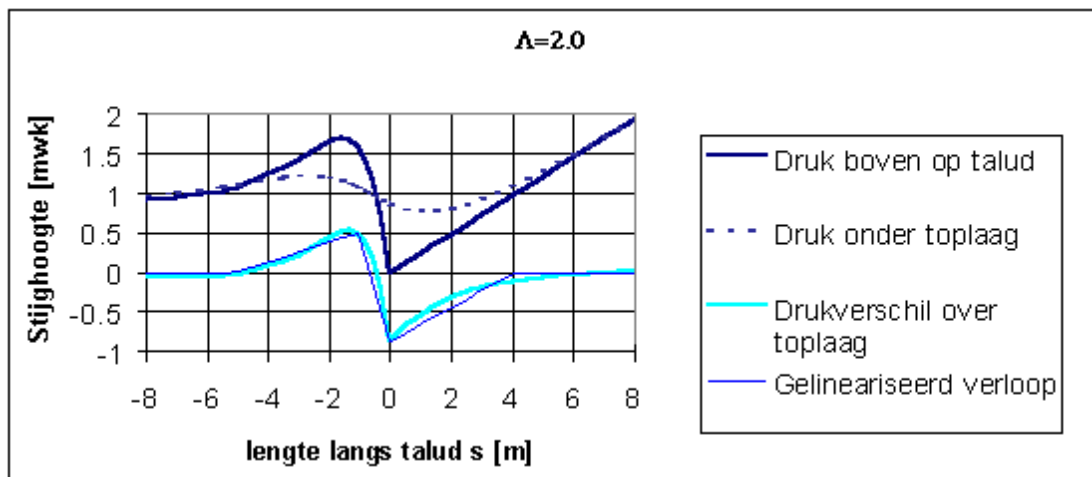
waarin

$$c = \frac{\tan \theta \cos \alpha}{3\phi_b + 2.4\phi_{\min}}$$

In paragraaf 4.1 wordt ingegaan op verschillen in de resultaten bij gebruik van de formules Rond Front en de formules uit Anamos.

Belastingmodel voor liggerberekeningen

In deze studie wordt gebruik gemaakt van de formules voor een rond golffront, geval $H_{2\%}$. Voor het drukverschil onder de bekleding wordt gebruik gemaakt van de beschikbare oplossing van de differentiaal vergelijkingen. Het verloop van het drukverschil is vervolgens gelineariseerd, waarbij de extreme waarden exact overgenomen worden en het drukverschil lineair terugloopt naar 0, in plaats van exponentieel.



Het criterium bij het lineair maken is dat het oppervlak onder de lineaire drukfiguur bij benadering gelijk moet zijn aan dat van het theoretisch correcte drukverloop. Het blijkt dat als lengte voor de basis van de driehoek 2Δ wordt gevonden.

Om een goede match van oppervlakken te verkrijgen is het punt van de maximale neerwaartse druk van het driehoekige verloop naar boven geschoven op het talud, zodanig dat de afstand tot het punt met de maximale opwaartse druk verkleind is met een factor $\frac{2}{3}$.

De figuur laat zien dat op deze benaderingswijze in lichte mate conservatief is, omdat de opwaartse drukken overschat en de neerwaartse drukken onderschat worden.

De reden voor toepassing van deze versimpeling is dat bij de analytische oplossing van de differentiaalvergelijking van de verend ondersteunde ligger veldscheidingen aangebracht moeten worden die geen directe relatie hebben met de markante punten in het belasting verloop. Oplossingen met willekeurig afgebroken exponentieel verlopende belastingen zijn wel af te leiden, maar zijn onnodig ingewikkeld.

Het voorbeeld in de figuur betreft een bekleding met helling $\cot \alpha = 4$, SWL = 4 m, golfhoogte $H = 2,5$ m, $T_p = 8$ s, $H/L_0 = 0.015$ en leklengte $\Delta = 2,0$ m.

Gegevens golffront en drukken:

$\Phi_b = 1.70$ m; $d_f = \Phi_{min} = 0.90$ m; $h_f = 0,81$ m; $\tan \theta_f = 2.51$; $d_s = 1.21$ m

$z_1 = 1.70$ m (aannname)

$\Phi_{w\uparrow} = 0.87$ m; $\Phi_{w\downarrow} = 0,50$ m;

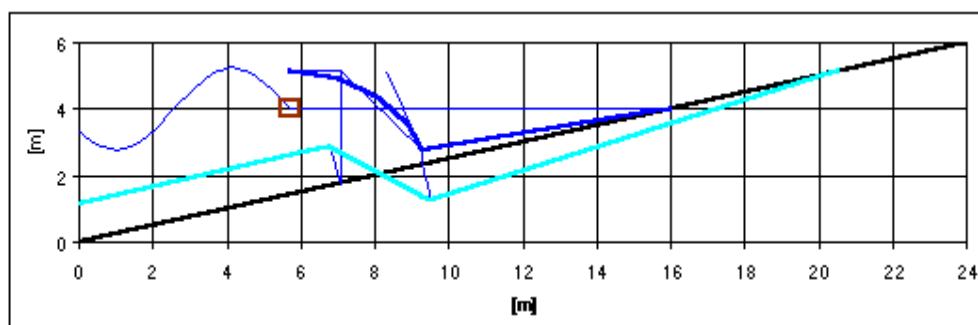
positie Φ_b t.o.v. $d_f = 1,59$ m (langs talud)

gekozen positie maximum $\Phi_{w\downarrow}$ in gelineariseerd verloop op $0.67 \times 1,59 = 1.07$ m

De extreme waarden van het drukverloop zijn in [klein Breteler, 29] uitgebreid geverifieerd met uitkomsten van metingen in de Deltagoot. In appendix F zijn een aantal drukfiguren van Deltagoot metingen opgenomen.

Voor het drukverloop boven op de bekleding zijn bepalend: de overdruk 'in' de golf Φ_b en diepte van de terugtrekking ten opzichte van de SWL Φ_{min} . De grootte en de uitgestrektheid van de verschildrukken over de toplaag $\Phi_{w\downarrow}$ en $\Phi_{w\uparrow}$ liggen daarmee nog niet vast.

In enkele figuren wordt het resultaat van de verschillende modellen gepresenteerd.

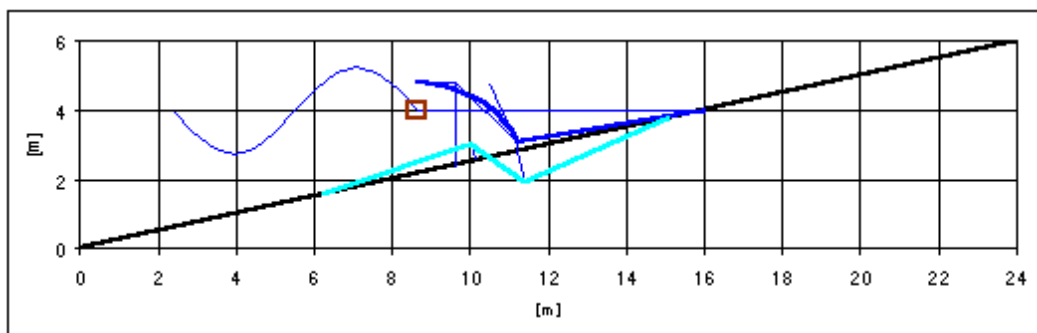


Aanvankelijk was voor de resultaten van deze studie voor het verloop het statische model gehanteerd, doch was voor de piek van de opwaartse druk $\Phi_{w\uparrow}$ de uitkomst van

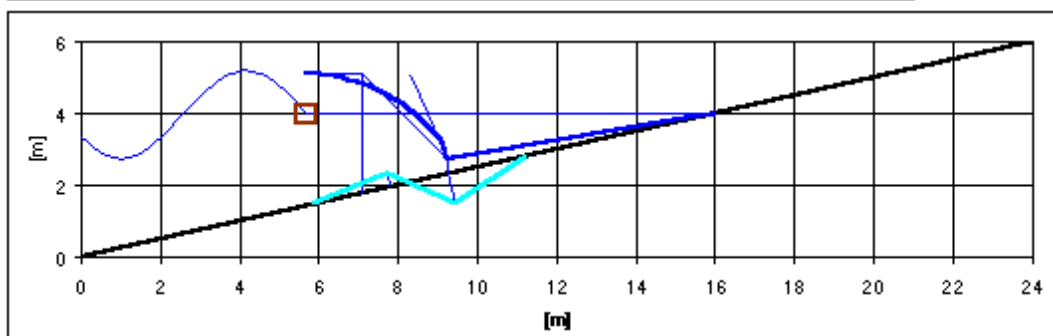
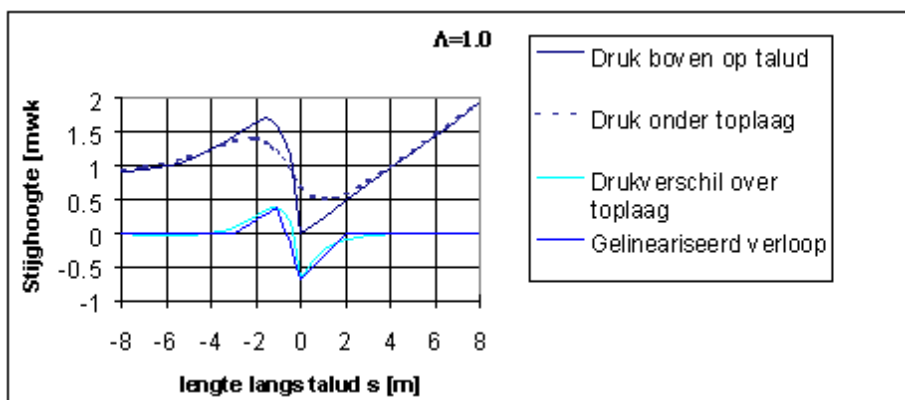
de stromingsvergelijking en de Rond Front formules geïmplementeerd. De opwaartse druk Φ_w loopt terug naar nul op het niveau van de freatische lijn in het filter, dat zich (bij aanname) bevindt op het niveau van de brekertop. In de figuren is zijn in donkerblauw de drukken bovenop de bekleding geplott. Deze zijn verticaal naar boven uitgezet en stroken zo precies met de vorm van de golf. Het drukverschil over de bekleding is uitgezet loodrecht op de bekleding (in lichtblauw).

Als echter de invloed van de leklengte volledig wordt meegenomen, dat wil zeggen niet alleen in de grootte van de piek, maar ook het verloop van de verschildruk naar boven en naar beneden toe ontstaat het volgende beeld.

Voor $\Lambda = 2.0$ m
 $\Phi_{w\uparrow} = 0.87$ m; $\Phi_{w\downarrow} = 0,50$ m



Voor $\Lambda = 1.0$ m
 $\Phi_{w\uparrow} = 0.84$ m; $\Phi_{w\downarrow} = 0,42$ m



Het is duidelijk dat de leklengte van grote invloed is op de lengte waarover zich opwaartse verschildruk voordoet. En daarmee ook op de grootte van de opwaartse drukresultante.

Het niveau tot waar zich een opwaartse verschildruk voordoet, wordt bij gebruik van deze formules niet langer bepaald door het SWL en het niveau van het golfplooppunt op de bekleding, doch door de druk op het talud en de aangenomen freatische lijn z_1 op het niveau SWL + h_f .

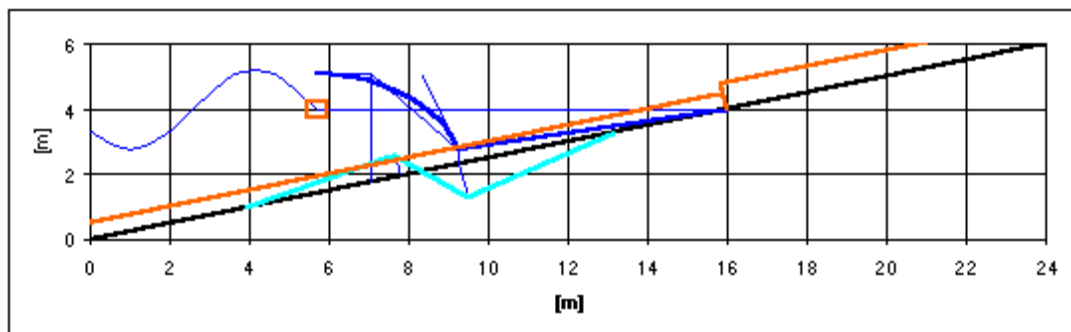
Gedurende de golfoploop wordt het filter onder de bekleding tot het golfplooppunt gevuld. Gedurende de golfterugtrekking zal de waterstand in het filter enigszins dalen. Het niveau tot waar daling plaatsvindt, is van belang om in te schatten tot welk niveau de bekleding onder water zit. Hiervoor wordt het SWL aangenomen. Tot aan dit punt wordt voor het gewicht van de bekleding namelijk het onder water gewicht genomen:

$$q = (\rho_s - \rho_w) g D = \rho_w g \Delta D$$

daarboven het droog gewicht:

$$q = \rho_s g D = \rho_w g (1 + \Delta) D$$

In de onderstaande figuur is dit aangegeven.



Het weergegeven geval betreft een bekleding met $D = 0,35$ m.

$$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3 \text{ en } \rho_w = 1015 \text{ kg/m}^3. \Delta = (2600 - 1015) / 1015 = 1.56$$

$$\Delta D = 1.56 \times 0.35 = 0.49 \text{ m}$$

$$\text{Het effectief gewicht van de bekleding onder water} = \rho_w g \Delta D \cos \alpha = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Het gewicht van de droge bekleding} = \rho_s g D \cos \alpha = 7,9 \text{ kN/m}^2$$

De som van de over de toplaag werkende waterdrukken en het eigen gewicht van de bekleding loodrecht op het talud is de belasting die de invoer vormt voor het ligger model.

In het model is de leklengte een invoergegeven. De lengte moet worden berekend uit de doorlatendheid en de dikte van de toplaag en de filterlaag. Ook moet de hydraulische stabiliteit van het basismateriaal en het filter gecontroleerd worden, conform de formules in [TRSt, 48]. In deze studie wordt daar verder niet op ingegaan.

3.2.2 Golfklap

Golfklappen op het talud treden op bij relatief kleine waarden van de brekerparameter ξ , dat wil zeggen bij relatief flauwe taluds en/of relatief steile golven. In [Klein Breteler, 29] wordt genoemd $\xi < 2$ à $2,5$.

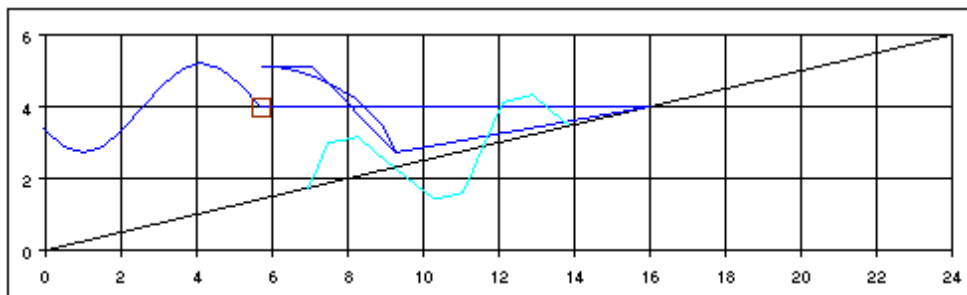
Slechts in het geval dat de lek lengte klein is, $\Lambda < 0,5$ à $0,7$, leidt de golfklap tot de grootste stijghoogteverschillen in de golfcyclus. Buiten deze voorwaarden kunnen ook golfklappen optreden. Deze zijn echter minder krachtig en zorgen niet voor maatgevende stijghoogte verschillen over de toplaag.

Het algemene beeld bij golfklappen is dat de golf na het tijdstip van terugtrekking overslaat en op het talud beukt. De golfklap veroorzaakt gedurende een zeer korte tijd (bijvoorbeeld 0,3 sec) een hoge druk boven op het talud. De plaats van deze drukpiek is enkele meters hoger op het talud dan het punt van maximale golfterugtrekking.

Door de hoge waterdruk op het talud wordt het water door de relatief open bekleding geperst, wat gepaard gaat met een toename van de druk onder de bekleding. Gedurende een korte tijd wordt de druk onder de bekleding juist voor het golf front en achter de drukpiek van de golfklap van twee kanten gevoed. Op deze plaats en op dit tijdstip kunnen dan ook de maximale opwaartse stijghoogte verschillen waargenomen worden.

Enkele proeven uit [29] geven een beeld waaruit zou kunnen blijken dat een golfklap op een relatief dichte bekleding in staat zou zijn de druk in het filter over een groter oppervlak te doen toenemen dan verwacht zou worden op basis van de stromingsformules. Dit kan mogelijk verklaart worden uit het initieel zeer stijf reageren van de bedding waardoor de drukpiek door een samendrukkingsverschijnsel in het water in het filter sterk doorgegeven wordt naar de onmiddellijke omgeving. Dit samendrukkingsproces kan wel het tijdelijk optreden van relatief hoge drukken verklaren doch nooit het uittreden van elementen, omdat bij beweging van de elementen de opgebouwde druk onmiddellijk weer wegvalt.

In de onderstaande figuur is het typerende verloop van de stijghoogte verschillen over de bekleding weergegeven. De afstanden tussen de maxima worden bepaald door de vorm van de golf op het talud. De grootte van de maximale opwaartse en neerwaartse verschildrukken wordt bepaald door de golfparameters, maar ook door de doorlatendheid van de bekleding.



In [29] wordt een empirische relatie afgeleid voor de maximale opwaartse verschildruk op het tijdstip van de golfklap. Het gaat daarbij om de 2% waarde van Φ bij een proef met onregelmatige golven.

In deze empirische relatie zijn de parameters van de golven en van de bekledingsconstructieopbouw in gescheiden functies ondergebracht. Voor de wat grotere golven blijkt het effect van de golfhoogte en –steilheid uit te drukken in een constante factor 0.8.

$$\Phi_{2\%} = 0.8H_s \left(0.7 + 4k / \sqrt{gD} \right)$$

waarin:

k = de filterdoorlatendheid

D = de toplaagelementdikte

De formule is afgeleid voor een beperkt aantal waarden van k/\sqrt{gD} . De variatie van $\Phi_{2\%}$ is dusdanig dat men (voor het doel van deze studie) evengoed een licht conservatieve constante waarde voor de term tussen haken kan nemen. Bij de series met $k/\sqrt{gD} = \text{ca. } 0.06$ varieert $\Phi_{2\%}/0.8H_s$ van 0.8 tot 1.2 en bij $k/\sqrt{gD} = \text{ca. } 0.12$ is de variatie van 1.0 tot 1.4. Wij nemen aan dat $\Phi_{2\%}/0.8H_s = 1.2$.

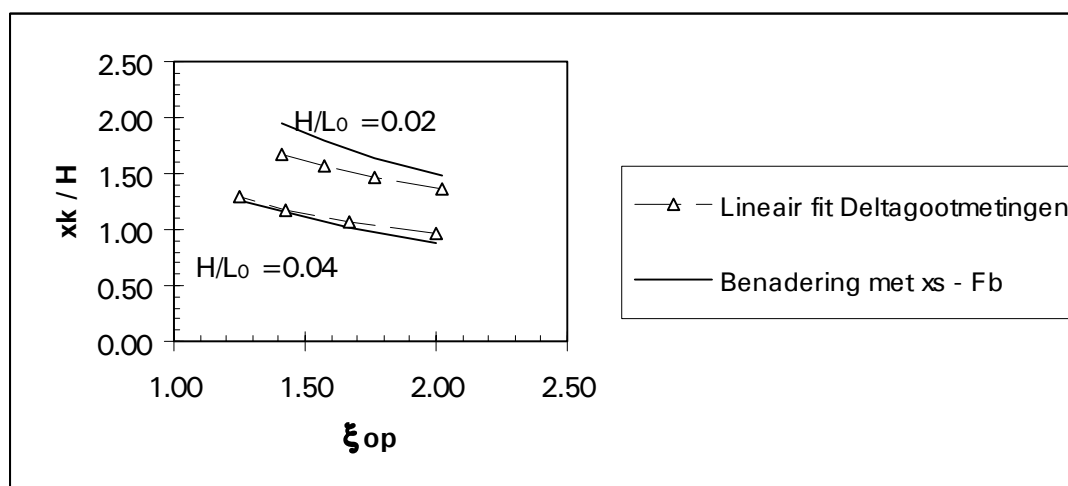
Met $H_{2\%} = 1.4 H_s$ volgt dan voor de druk onder de bekleding bij een golfklap:

$$\frac{\Phi_{2\%}}{H_{2\%}} = 0.69$$

[29] geeft ook informatie over de plaats van de golfklap op het talud. Uit fig. 11.70 in [29] is af te leiden dat

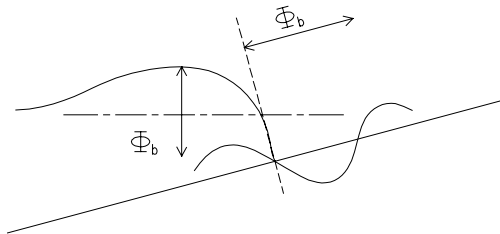
$$\frac{d_{k2\%}}{H_s} = 0.3 - 0.12\xi_{op}, \quad \text{geldig voor ca. } 1.5 < \xi_{op} < 2.2.$$

Door nu $d_{k2\%}/H_{2\%}$ te vergelijken met de golfterugtrekking x_s ontstaat het volgende beeld. Er blijkt een goede overeenstemming met de veronderstelling dat de plaats van de golfklap bepaald wordt door de plaats van golfterugtrekking x_s en de hoogte van het golffront Φ_b . Met name voor $H/L_0 = 0.04$, het voor de golfklappen meest relevante geval, is de overeenstemming zeer goed.



Op basis van deze constatering wordt de plaats van de golfklap gerelateerd aan x_s . Daarmee ligt dan de lengte van het drukverloop over de bekleding vast.

De onderstaande figuur toont het aangenomen verloop van de druk. Er wordt uitgegaan van een sinus-vormig verloop, met een golflengte van $\frac{4}{3}\Phi_b$.

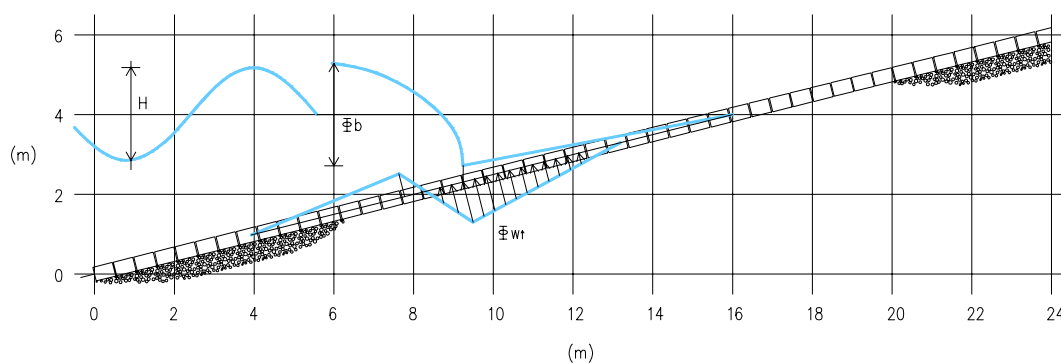


Er zijn geen uitdrukkingen voor de neerwaartse verschildruk beschikbaar. De figuren uit [29] (zie ook appendix F) laten echter zien dat deze voor een behoorlijk aantal gevallen op het tijdstip waarop de maximale opwaartse druk optreedt, van vergelijkbare grootte zijn als de opwaartse druk. In andere gevallen zijn de drukken kleiner. Voor het mechanica-model voor de responsie op golfklapbelasting (appendix F) is deze aanname voor neerwaartse verschildruk een conservatieve.

3.3 Statisch responsie model toplaag

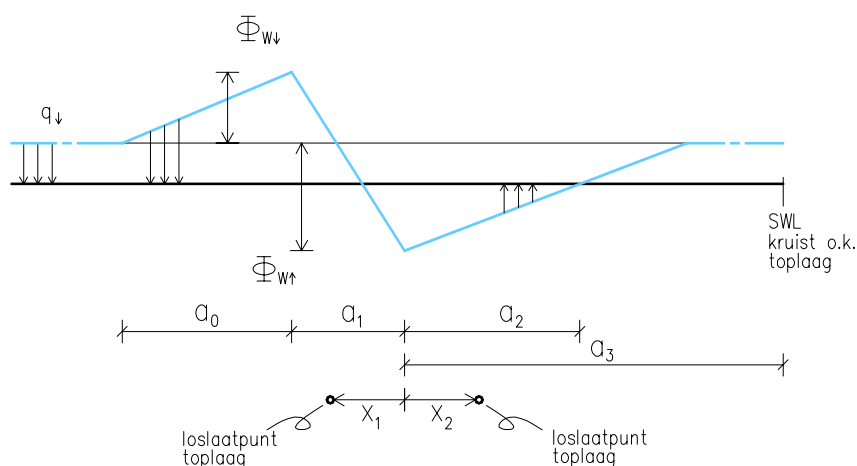
3.3.1 Evenwichts- en compatibiliteitsvoorwaarden

De toplaag waar de belasting op aangrijpt gedraagt zich bij goede klemming van de elementen als een ligger op een elastische bedding. De bedding wordt gevormd door de filterlaag.



Door gewicht van de elementen en door waterdruk op de bekleding wordt de ligger in de bedding gedrukt. Een opwaarts drukverschil, dat op een bepaalde plaats kan optreden, geeft daardoor niet onmiddellijk uplift in de zin dat de elementen loskomen van de bedding. Als de toplaag losraakt van de bedding ontstaat er een zwevend veld in de ligger. Dit veld is ingeklemd verbonden aan twee randvelden die nog wel contact maken met de bedding. De ligger wordt op deze wijze gesplitst in drie velden. De scheiding tussen de velden valt niet samen met de 'omkeerpunten' van de belasting.

Op de overgangen tussen de velden gelden overgangsvoorwaarden voor evenwicht en compatibiliteit. De definitie van de veldscheidingen is dat deze telkens samenvallen met het punt waar de verplaatsing nul is.



Het verloop van de belasting is in principe willekeurig en variatie in grootte is aanwezig op zowel de elastisch ondersteunde velden als op het vrije veld.

Om deze reden zijn de drie velden zelf elk ook opgesplitst in velden met een continue belastingfunctie. Voor alle velden geldt dat evenwicht en vervormingen moeten kloppen met de geldende differentiaalvergelijkingen en randvoorwaarden.

Voor de elastisch ondersteunde velden luidt de differentiaalvergelijking:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + kw = q(x)$$

met

EI = de buigstijfheid van de toplaag en

k (of k_s) = de beddingsconstante van de granulaire laag

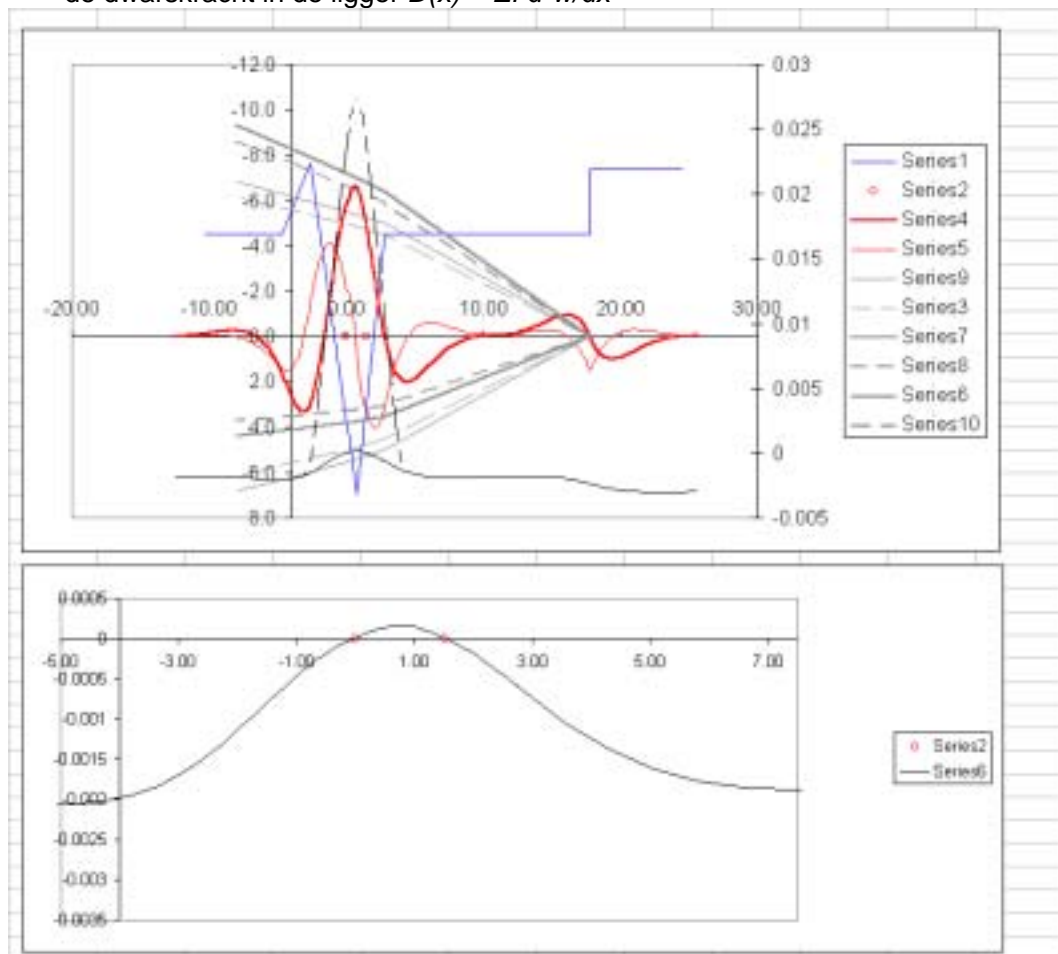
Voor het vrije veld:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x)$$

Voor uitwerking van deze vergelijkingen zie de appendices B en C.

Oplossing van de vergelijkingen geeft het verloop van:

- de verplaatsing van de blokken $w(x)$,
- de hoekverdraaiing van de blokken $\varphi = -dw/dx$,
- de kromming $\kappa(x) = d^2 w/dx^2$
- het buigend moment $M(x) = EI \frac{d^2 w}{dx^2}$
- de dwarskracht in de ligger $D(x) = EI \frac{d^3 w}{dx^3}$



De randvelden zijn beide half-oneindig. Het effect van de aanwezigheid van de onder- en bovenrand van de bekleding zit niet in het model. In de grafieken in appendix G is echter goed te zien dat de momenten op de plaats van deze fysieke randen 'uitgedempt' zijn.

De snelheid van uitdempen wordt bepaald door de parameter β .

$$\beta^4 = EI / 4k$$

met β [1/m]

De denkbeeldige 'golflengte' in de grafieken van moment en dwarskracht is gelijk aan $\pi/4\beta$ [m].

In de figuur is het verloop van $w(x)$, $D(x)$ en $M(x)$ geplot. Er is nog enigszins te herkennen dat het verloop van de verplaatsing $w(x)$, series 6, de particuliere oplossing van de differentiaal vergelijking voor de verplaatsing volgt. Dat verloop is congruent met het verloop van de belasting. Het verloop van $w(x)$ is in de onderstaande figuur vergroot weergegeven. De loslaatpunten van de bedding zijn weergegeven met rode bolletjes. De ligger is over ca. 2 m los van de bekleding. De lineair elastisch berekende opbolling van de toplaag bedraagt slechts ca. 2.5 mm. (Meer hierover in paragraaf 3.3.2)

De oplossing van het tot zover beschreven mechanicaprobleem is bewerkelijk, doch in principe recht toe recht aan. Als evenwicht en compatibiliteit op de overgangen verzekerd zijn, is de oplossing daar. De berekening van de aansluiting van de drie velden op elkaar geschiedt iteratief.

3.3.2 Constitutieve relaties

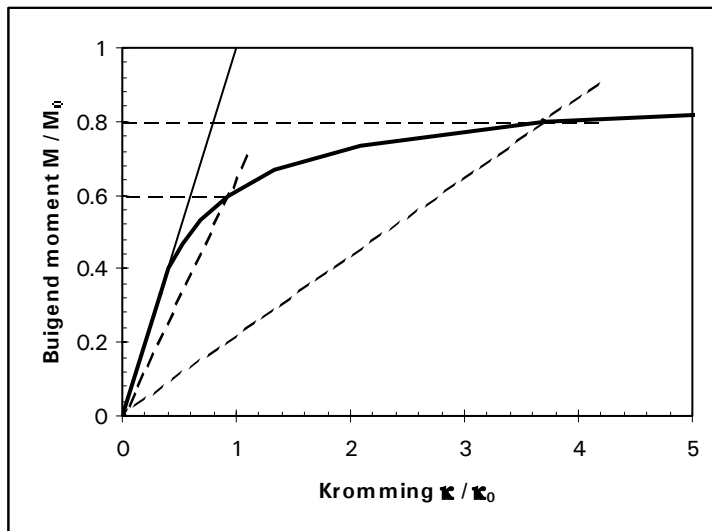
Naast de evenwichtsvergelijkingen en de compatibiliteitsvergelijkingen kent de mechanica van constructies constitutieve vergelijkingen.

In het model zijn deze lineair-elastisch. Voor de bedding wordt dit gerepresenteerd door de lineaire veerconstante in de relatie $q = k w$, en voor de ligger door de relatie $M = EI \kappa$. Voor de bedding is een evenredige indrukking (constante k) niet onrealistisch. Wel zou als daar aanleiding toe bestaat, overwogen kunnen worden de k te laten verlopen over de lengte van de ligger of te laten verspringen ter plaatse van de waterlijn. (Een mogelijkheid hiertoe zit nu niet in het model.)

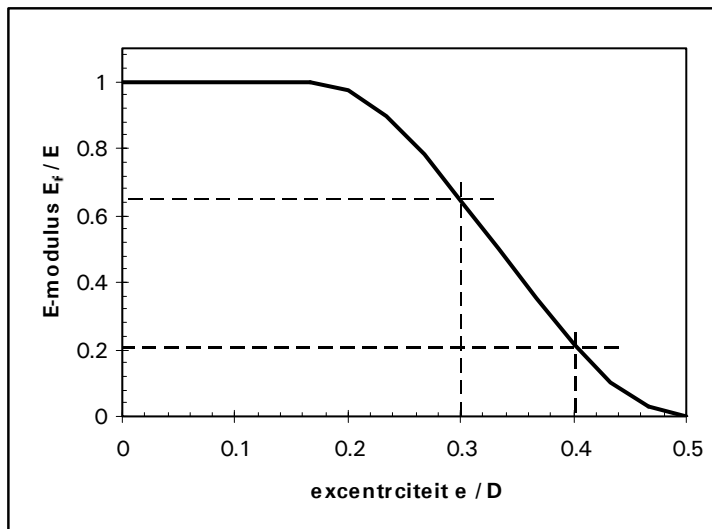
Quasi-lineaire elasticiteitstheorie

Een evenredigheid tussen kromming en moment in de ligger die bestaat uit losse elementen, is realistisch tot een bepaalde waarde van het moment M . Als M zo groot is dat de excentriciteit van de normaalkracht N groter wordt dan $0,167 D$, treedt er gaping op in de voegen. Dit gaat gepaard met stijfheidsverlies. In het onderstaande figuur is de relatie tussen moment en kromming gegeven. $M_0 = N \frac{1}{2} D$

De onnauwkeurigheid in dit model, die dan ontstaat doordat het berekende moment M niet geheel klopt met de berekende kromming en vervorming, kan worden ondervangen door een aanpassing van de parameter EI tot een fictieve rekenwaarde $(EI)_d = E_f \times I$. Deze werkwijze is gebruikelijk bij de berekening van betonconstructies, waar de stijfheid ook afneemt bij toename van het buigend moment in de constructie.

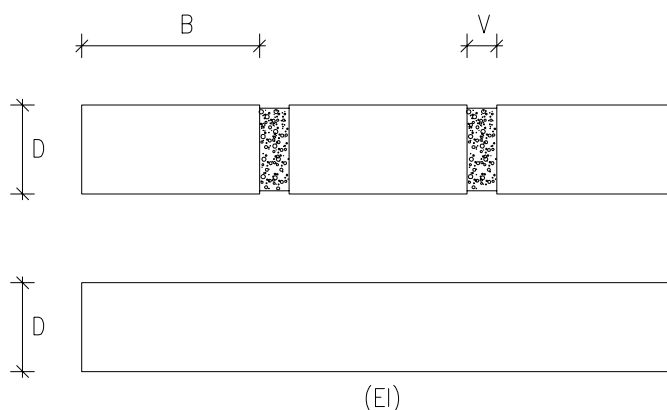


In de met de stippellijnen aangegeven range van 0,6 à 0,8 M_0 moet voor E_f/E aangehouden worden 0,2 à 0,65. Gemiddeld dus ca. 0,4. De stippellijnen corresponderen met het in het moment-krommings-diagram aangegeven gebied.

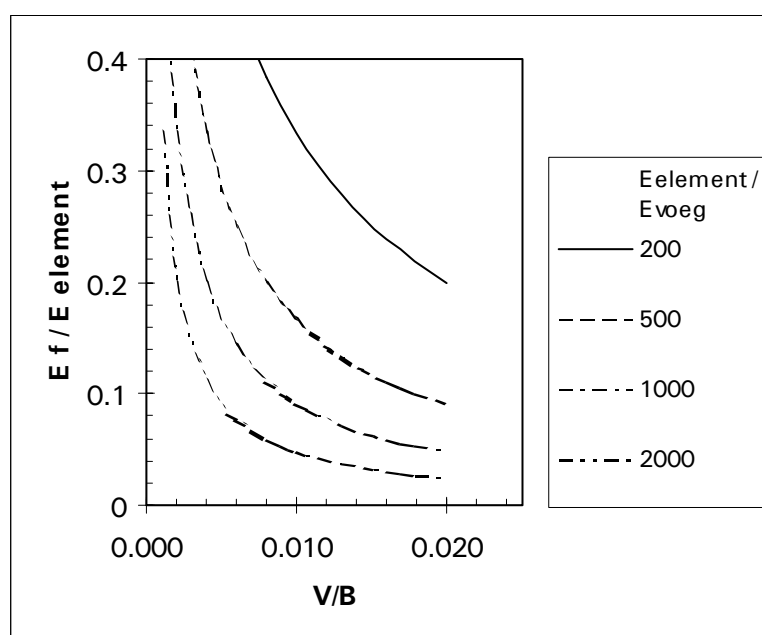


Een ander effect dat van invloed is op de elasticiteit van de ligger is de dikte van de voegen en de elasticiteit van het ingewassen en ingezande materiaal. Indien de constructie beschouwd wordt als een sandwich van blokken en elastisch voegmateriaal ontstaat de volgende relatie.

$$\frac{E_f}{E_{element}} = \frac{1}{1 + \frac{V E_{element}}{B E_{voeg}}}$$



Een realistische waarden voor de gemiddelde voegmaat in een zuilenbekleding is 3 mm. Bij een elementmaat van bijvoorbeeld 0,3 m, geldt dat $V/B = 0,01$. De E-modulus van het toplaagelement-materiaal $E_{\text{element}} = 30\,000$ MPa. Voor het voegmateriaal kan enige spreiding optreden. Voor goed gepakt grof zand kan gelden $E_{\text{voeg}} = 50$ MPa. Voor slib 5 MPa. We gaan uit van granulaair materiaal. Voor het quotient $E_{\text{element}} / E_{\text{voeg}}$ wordt dan 600 gevonden. Combinatie van deze parameters leiden tot $E_f / E_{\text{element}} = 0.14$.



Er zijn dus twee stijfheidsreducerende fenomenen:

- kromming en gaping van de voegen leidt bij $M = 0,6$ à $0,8 M_0$ tot $E_f = 0,2$ à $0,65 E$
- aanwezigheid van voegmateriaal leidt tot $E_f = 0,1$ à $0,4 E$.

Samengenomen geeft dit een reductiefactor van 0,025 à 0,25 E.

Er wordt aanbevolen te rekenen met ca. $0,1 E = 3000$ MPa.

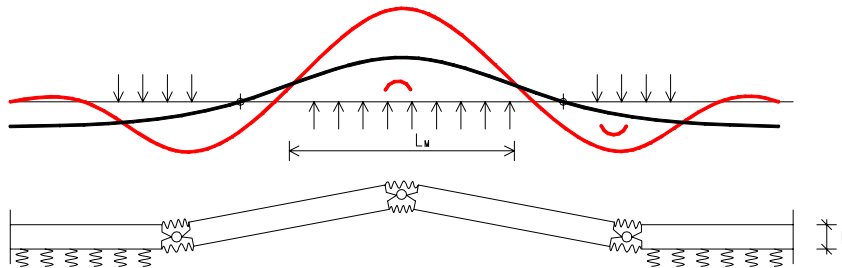
Niet-lineaire elastische berekeningen

Boven de waarde van $0,8 M_0$ volstaat het rekenen met een constante fictieve E-modulus niet meer. Dan wordt een berekening met verdiscontering van de werkelijke niet-lineaire

buigvervorming noodzakelijk. Omdat deze berekening in combinatie met de in paragraaf 3.3.1 beschreven werkwijze zeer bewerkelijk is, wordt gekozen voor concentratie van de niet-lineaire vervorming ter plaatse van de extreme waarde van de momenten.

Aan de hand van een klein model wordt een veer karakteristiek voor een rotatieveer afgeleid die vervolgens gebruikt wordt in de liggerberekeningen. De waarde van de rotatieveer is afhankelijk van EI , van de afstand tussen de momentennulpunten en van M/M_0 .

De waarde van M/M_0 wordt bepaald door de omhullende van de momentenlijn te roteren zodat deze de momentenlijn daadwerkelijk omhult. Bij $M/M_0 = \text{ca. } 0.9$ worden grote rotatie gevonden en gedraagt de toplaag zich feitelijk als een mechanisme met drie plastische scharnieren, waarin de grootte van de momenten de rotatie en daarmee ook de opbuiging van de toplaagelementen bepalen.



De berekening is uitgewerkt in appendix D.

Bij toekomstige nadere uitwerking van het model zal het mogelijk moeten worden om per type bekleding een standaard $M-\kappa$ diagram en een rotatieveer karakteristiek op te stellen. Bij toetsing kan dan afhankelijk van de conditie van de bekleding een aanpassing van het diagram doorgevoerd worden.

3.4 Faalmodel

Het optredende buigend moment en de optredende dwarskracht kunnen opgenomen worden dankzij de aanwezigheid van een excentrische normaalkracht.

3.4.1 Aanwezigheid normaalkracht

Deze normaalkracht is initieel aanwezig als de blokken op een wrijvingsloze bedding liggen of als de component van de zwaartekracht langs de helling van de dijk groter is dan de wrijving. In het geval dat dat niet zo is, is de ervaring (en de veronderstelling) dat de elementen toch vast komen te liggen. Dit kan komen door (a) het 'strak' aanbrengen van de steenzetting, (b) door het aanbrengen in een lichte tonronde, waarna er ten gevolge van zetting van het dijklichaam een perfecte klemming ontstaat, of (c) door het klapperen en zakken van de stenen onder golfbelasting. De steenzetting wordt als het ware ingegolfd, met als gevolg een betere klemming. In mechanica termen: een hogere normaalkracht.

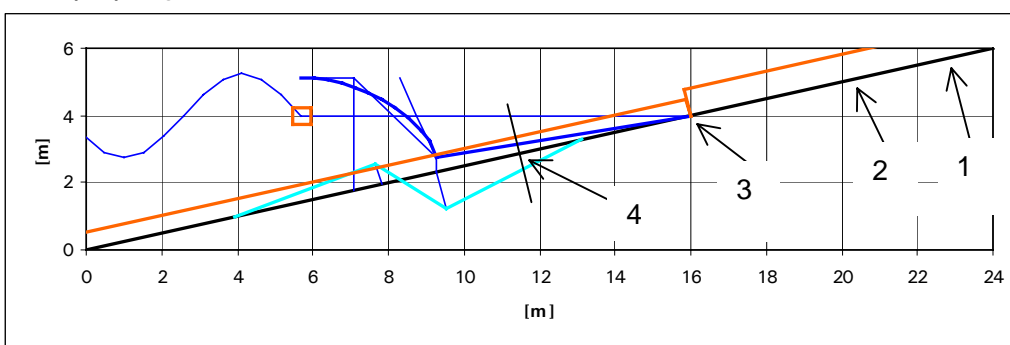
Tengevolge van de min of meer hexagonale stapeling en de inwassing in de spleten is de klemming in een zuilen bekleding vrijwel overal aanwezig. Bij blokken is er een grotere kans dat de elementen de normaalkracht afdragen langs rijen en bogen die vastgepakt liggen, waarbij tussenliggende elementen los liggen. Het risico van dit fenomeen wordt minder als de voegen ingewassen zijn.

De aanwezigheid van normaalkracht is essentieel. Zonder normaalkracht is het zinloos om systematisch aan klemming te rekenen. 'Klemming' die er dan toch kan zijn, wordt ontleend aan wrijving of haakweerstand die elementen ondervinden bij beweging ten opzichte van elkaar.

De normaalkracht die aanwezig wordt verondersteld is:

$$N = \Sigma (\rho g D \sin \alpha) \text{ voor het deel boven de waterlijn en}$$

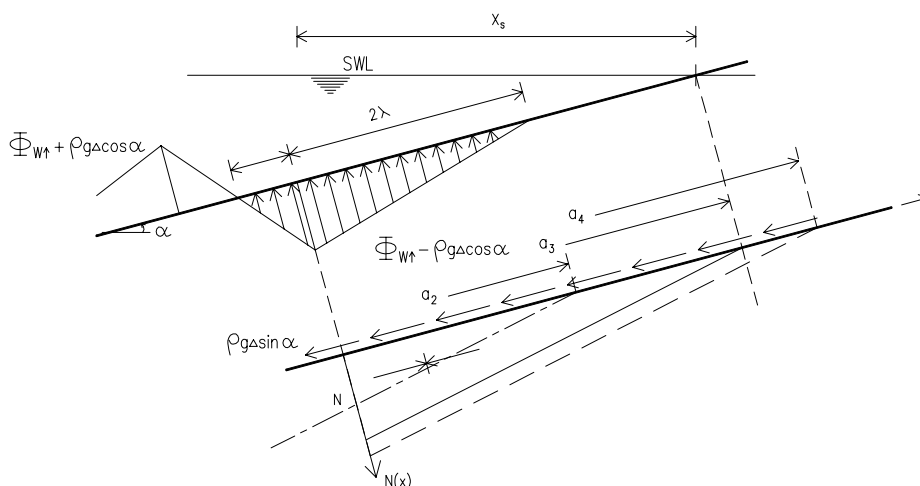
$$+ \Sigma ((\rho - \rho_w) g D \sin \alpha) \text{ voor het deel onder de waterlijn (freatische lijn in het filter).}$$



Voor het punt op het talud waar beneden de aanwezigheid van normaalkracht verondersteld wordt kan op verschillende hoogtes worden aangenomen.

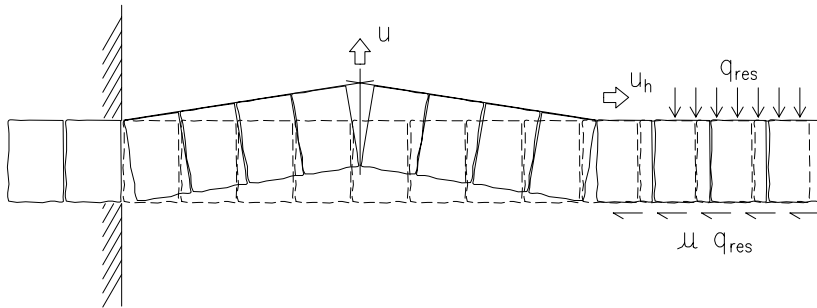
1. Het punt van golfploop op het talud (voor H_s dan wel voor $H_{2\%}$)
2. Het niveau van de brekertop (a4)
3. De SWL (a3)
4. Het punt waar beneden de bekleding gelift wordt (a2)

In het basismodel is gekozen voor de SWL (punt 3). Het effect van aanwezigheid van Normaalkracht vanaf een lager niveau (bijvoorbeeld punt 4) is onderzocht.



Het is ook mogelijk dat bij excessieve uplift van de bekleding extra normaalkracht opgewekt wordt doordat de elementen (weer) naar boven schuiven, waarbij gerekend wordt op een geometrisch niet-lineair fenomeen: 'er is pas evenwicht na beweging'. Deze beweging van de elementen wordt veroorzaakt door de 'volumevergroting' bij het willen uitbreken van de elementen. Deze volume vergroting kan, afhankelijk van de lengte van het (bijna) uitbrekende deel en afhankelijk van de dikte van de bekleding bijvoorbeeld ca. 30 mm bedragen.

De normaalkracht die op deze wijze maximaal opgewekt kan worden, wordt begrensd door het gewicht en de wrijving op de filterlaag van het bovenliggende veld.



Voor de tweede orde toetsing wordt de met de door deze wrijving verhoogde normaalkracht gerekend. Er moet dan onderscheiden worden voor de velden die los zijn van de bedding en de velden die nog in contact zijn met de bedding maar die wel enige opwaartse waterdruk ondervinden die de contactkracht met de bedding en dus ook de wrijvingskracht reduceert.

$N = \Sigma (\rho g D \sin \alpha + \mu \{ \rho g D - \Phi_{w\uparrow} \} \cos \alpha)$ voor het deel boven de waterlijn,
 $+ \Sigma ((\rho - \rho_w) g D \sin \alpha + \mu \{ (\rho - \rho_w) g D - \Phi_{w\uparrow} \} \cos \alpha)$ voor het deel onder de waterlijn en
 $+ \Sigma ((\rho - \rho_w) g D \sin \alpha)$ voor het deel dat op het moment van uitbreken niet meer in contact is met de bedding.

In de berekeningen met het model wordt aangenomen dat door dit fenomeen er normaalkracht opgewekt wordt door verschuiving van de blokken tot aan het niveau van de brekertop (punt 2).

3.4.2 Geometrisch lineair

Bij een eerste orde beschouwing, waarbij het effect van de vervorming op de krachtswerking verwaarloosd wordt, kan de toetsing van het optredende moment en de optredende dwarskracht geschieden door vergelijking met de waarden die door de normaalkracht opgenomen kunnen worden.

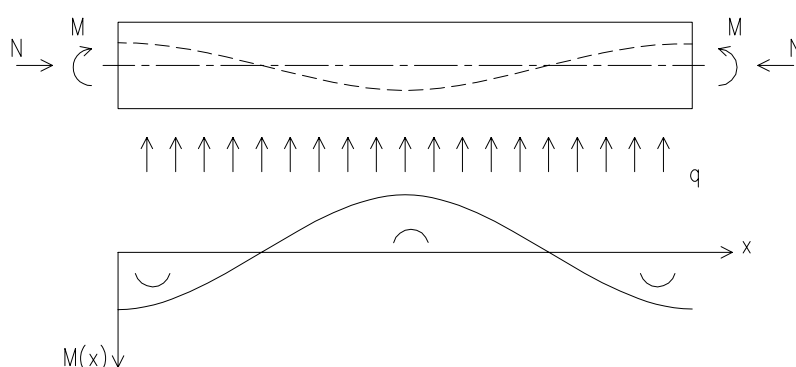
Voor deze beschouwing gelden de formele uitgangspunten van de balktheorie, namelijk vlakke doorsneden en $\sigma = E \varepsilon$. De rek verloopt lineair over de hoogte.

Het is de vraag in hoeverre met name de voegen, die ook op afschuiving worden belast, aan deze uitgangspunten voldoen.

De theoretisch maximaal mogelijke excentriciteit bedraagt $0,5 D$. De normaalkracht zit dan in de uiterste vezel. De spanning is in dat geval oneindig hoog, evenals de kromming.

Een realistische bovengrens voor de excentriciteit ligt ongeveer bij de waarde $0,4 D$. De kromming blijft dan nog binnen de perken. Zie hiervoor paragraaf 3.3.

De figuur toont een 'blokkenbalk' met daarin de druklijn. De druklijn representeert de plaats van de normaalkracht in elke doorsnede. De getekende situatie maakt evenwicht met een gelijkmatige verdeelde opwaartse belasting.



Voor de spanning in de blokken (en in de voegen) geldt bij excentriciteit $e = 0,4 D$: $x = 0,3 D$ en $\sigma = 2 N / x = N / 0,15 D$.

Met bijvoorbeeld $N = 30 \text{ kN/m}$ en $D = 0,35 \text{ m}$ volgt:

$x = 105 \text{ mm}$

$\sigma = 0,6 \text{ MPa}$

Deze waarde kan in de stenen gemakkelijk opgenomen worden. Voor ingezande voegen kan een dergelijke waarde beschouwd worden als een bovengrens voor kortdurende belastingen. Bij langdurige belasting zou bij deze waarde reeds vloeï en migratie van zand uit de voegen op kunnen treden.

Bij de berekeningen moet gecontroleerd worden of de grootte van het moment en de buigstijfheid met elkaar in overeenstemming zijn.

In de plotjes in appendix G is de bandbreedte waarbinnen het moment opgenomen kan worden aangegeven. Hiervoor is aangehouden $M = N e$, met $e = 0,5 h$, met $h = 0,9 D$. D is de theoretische toplaagdikte (bepaald op gewicht) en h is de hoogte waarover de elementen tegen elkaar aan geklemd liggen. In de plotjes wordt op deze wijze optisch duidelijk waar de druklijn zich in de doorsnede bevindt.

Als de druklijn zich nabij de limiet bevindt neemt de buigstijfheid sterk af, waardoor de berekende vervorming feitelijk niet correct kan zijn.

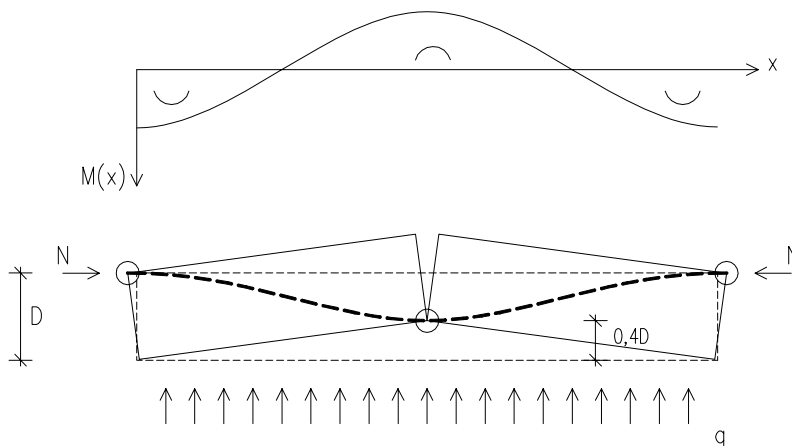
Om bij grote vervorming toch aan falen ten gevolge van een te groot buigend moment te kunnen rekenen is een toets van de doorslagcapaciteit ingebouwd.

3.4.3 Doorslagstabiliteit; geometrisch niet-lineair

De grootte van de excentriciteit van de kracht in een opgebogen blokkenveld wordt bepaald door de buigstijfheid van het blokkenveld, en mogelijk ook door de conditie van de voegen en eventuele imperfecties.

Falen kan dan optreden ten gevolge van doorslag van de drukboog. De drukboog is neerwaarts gericht en kan doorslaan naar boven als de opbuiging van het blokken veld te groot wordt. Nu is het zo dat door excessieve opbuiging ook de normaalkracht wordt vergroot. Dit maakt dat doorslag berekeningen voor een geval met oneindig stijve randvoorwaarden bewerkelijk zijn.

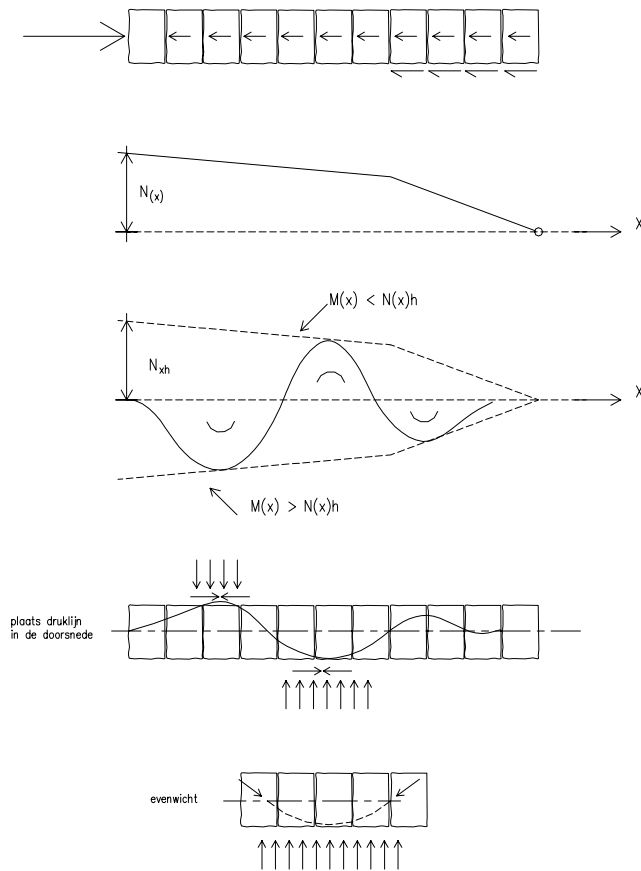
In het geval dat de normaalkracht begrensd is, is de controle van doorslagstabiliteit echter zeer eenvoudig. Doorslag treedt altijd op bij een vervorming (opbuiging) van $0,4 D$ [Timoshenko, 52]. Zie appendix E. Bij grotere opbuiging is de pijl van de boog reeds te klein en bij kleinere opbuiging is de normaalkracht nog niet ten volle opgewekt. Het maximaal op te nemen moment bedraagt dus $N_{\text{passief}} \times (1-0,4) D$.



Met dit denkbeeldige buigend moment moet de optredende momentensom gedekt worden. De momentensom is het maximale negatieve moment + het gemiddelde van de maxima van de positieve momenten ter weerszijden van het doorslagveld.

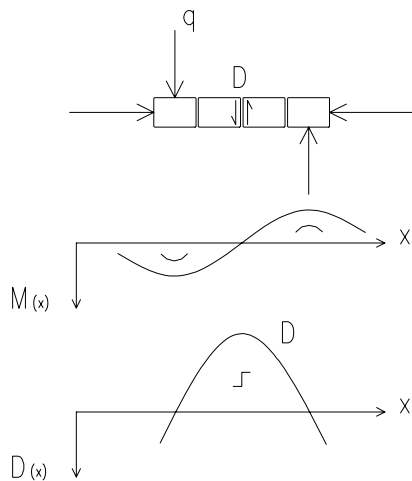
Het model is mogelijk te verfijnen door het doorslag mechanisme in de berekening zelf in te bouwen. Dit is nogal complex vanwege de combinatie van fysische en geometrische niet-lineariteit in de mechanica problemen. In de tot nu toe uitgevoerde studies, zit deze combinatie alleen in de DIANA-modellen.

Een meer praktische oplossing hiervoor is een automatische koppeling van M en EI , waardoor het de berekende vervorming (en bijbehorende momentenverloop) geleidelijk overgaan in een situatie waarbij de tweede orde toets vanwege de grote optredende vervorming onontkoombaar is. Dit is nu ingebouwd in het model door de juiste vervorming te berekenen met de niet-lineaire rotatieveer. De vervorming wordt getoetst aan het criterium $0,4D$. Verder wordt gecheckt of de momentenlijn past binnen de omhullende $0,5D N$, waarbij N varieert over de lengte van de ligger. De omhullende kan daarbij geroteerd worden, aldus verdisconterend dat er door de grote rotaties een soort herverdeling van momenten kan ontstaan waarbij toch nog evenwicht mogelijk is.



3.4.4 Afschuiving van de toplaag

Een ander mogelijk faalmechanisme is afschuiving van de toplaag, ofwel bezwijken van de samenhang van de toplaagelementen door overschrijding van de opneembare dwarskracht.



De opneembare dwarskracht:

$$D = \mu \times N_{actief}$$

Voor de wrijvingscoëfficiënt μ wordt 0,35 aangehouden. Naar verluid zou dit ook 0,5 mogen zijn.

Pas bij verplaatsing van de elementen neemt de normaalkracht toe tot een waarde groter dan N_{actief} , en daarmee ook de dwarskrachtcapaciteit. Daar wordt geen rekening mee gehouden. In de berekeningen met het mechanicamodel worden de momenten en de dwarskrachten beide berekend en getoetst. Het verloop wordt geplot. De plot vertonen knikken in het dwarskrachtenverloop bij een discontinuïteit in de belasting, bijvoorbeeld bij de SWL. In werkelijkheid zal de belasting een discontinuïteit vertonen en zal het verloop van de dwarskracht iets meet uitvlakken.

In de bestudeerde gevallen (dat wil zeggen op het tijdstip van maximale golfterugtrekking en golfklap) is dwarskracht niet maatgevend gebleken.

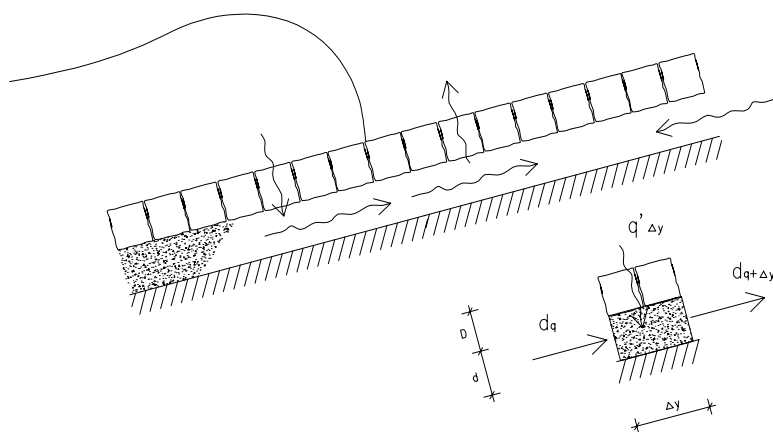
4 BEINVLOEDENDE FACTOREN MECHANICAMODEL

Van enkele fenomenen en parameters wordt de invloed op het mechanicamodel dat is beschreven in hoofdstuk 3 weergegeven. Ook in hoofdstuk 4 wordt de opdeling in het belastingmodel, het responsiemodel en het faalmodel aangehouden.

4.1 Hydraulische belasting

4.1.1 Leklengte

De leklengte parameter representeert de verhouding van de weerstand die het water in het filter ondervindt bij het uittreden door de spleten in de toplaag, dan wel bij afstroming in opwaartse en neerwaartse richting in de filterlaag zelf. Het water wil uittreden op het tijdstip van golfterugtrekking als er een opwaarts gericht waterdrukverschil over de toplaag aanwezig is. De leklengte is van grote invloed op het drukverschil over de bekleding. Dit geldt voor de extreme waarde van de druk, doch ook voor het drukverloop. Bij de liggerberekningen is het product van de twee belangrijk waardoor er een nog sterkere afhankelijkheid ontstaat.



Het model gaat uit van twee lagen met continue (doorlatendheids)eigenschappen.

De leklengte is gedefinieerd als:

$$\Lambda = \sqrt{bDk/k'}$$

waarin

b = de dikte filterlaag,

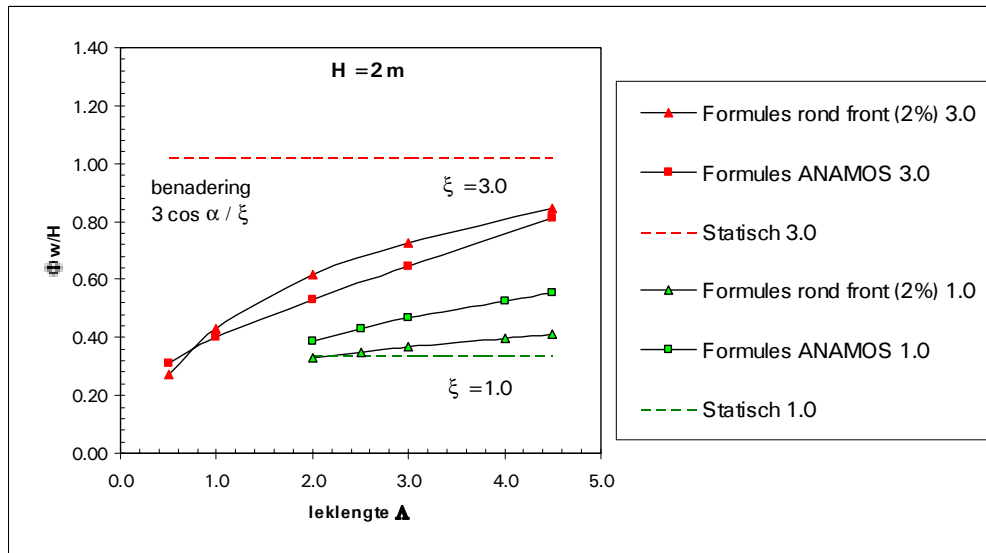
D = de dikte toplaag,

k = de doorlatendheidscoëfficiënt van de filterlaag [m/s] en

k' = de doorlatendheidscoëfficiënt toplaag [m/s]

Van een bekledingsconstructie moeten de doorlatendheidseigenschappen van de toplaag en het filter bekend zijn. Bij een behoorlijk aantal proefnemingen in de Deltagoot zijn de berekende leklengte en de daarvan afhankelijke uitkomsten van stromingsformules geverifieerd. Over het algemeen is er sprake van een goede overeenstemming.

In de volgende figuur is het effect van de grootte van de lek lengte op de drukopbouw onder de bekleding weergegeven.



In de figuur zijn verschillende formules voor het drukverschil Φ_w gegeven. Volgens Anamos, volgens 'rond front' en volgens de statische methode die alleen het drukverloop op het talud meeneemt.

Enige opmerkingen bij de figuur:

- Het gedeelte met $\xi < \text{ca. } 2,0$ en met $\Delta < 1,0$ is niet geplot omdat golfterugtrekking onder die omstandigheden niet de maatgevende stijghoogteverschillen veroorzaakt.
- De formules blijken niet onafhankelijk te zijn van de golfhoogte H . Omdat de invloed niet sterk is en omwille van het gemak bij vergelijking met de ratio $H/\Delta D$ is het drukverschil geplot als Φ_w/H .
- Bij $\xi > 2,5$ en $1,0 < \Delta < 2,0$ verloopt de grafiek het steilst en is er sprake van de grootste gevoeligheid van een eventuele onnauwkeurige inschatting van de lek lengte Δ .
- Er is geen verontrustend verschil tussen de formules ANAMOS en Rond Front waar te nemen.

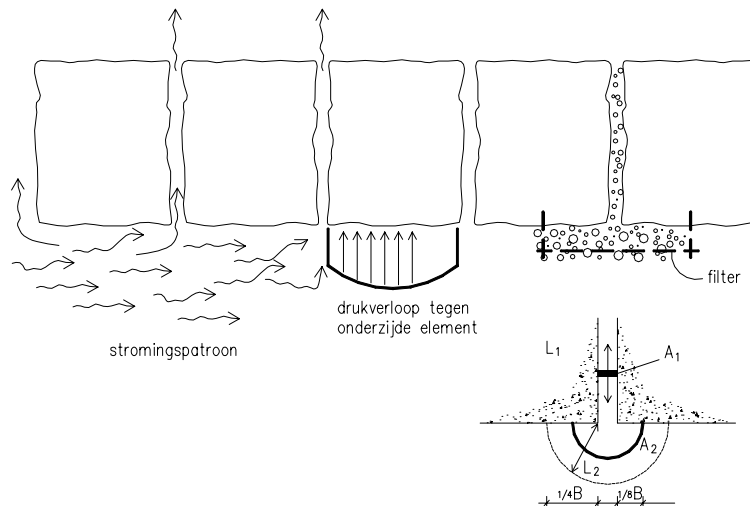
De lek lengte verandert als gevolg van veroudering en inzanding. Het filter wordt dan minder doorlatend en de lek lengte neemt af. Dit is in principe gunstig voor de stabiliteit van de toplaag. Het is echter onzeker wat er gebeurt als filter en toplaag minder doorlatend worden dan bij het ontwerp voorzien.

Bij (zeer) kleine lek lengtes mag niet worden verondersteld dat het model met de twee continue lagen een goede inschatting van de piekbelasting onder de toplaag geeft.

De druk 'loopt weg' over een afstand van circa twee maal de lek lengte. Indien deze afstand kleiner is dan drie à vier elementen zijn de resultaten van de differentiaalvergelijking van de stroming niet representatief en moet het stromingspatroon berekend worden met een 2D-model met de elementen als gebieden met oneindige doorlatendheid. Voor het drukverloop verwijst Anamos bij lek lengtes

kleiner dan ca. 0.6 m dan ook naar het numerieke rekenprogramma ZETSTEEN. Voor de drukpiek onder het zwaarst belaste element wordt aangepaste formule gebruikt.

Bij de berekening van het stijghoogteverschil over de toplaag voor (zeer) kleine en ook bij grotere lek lengtes zijn het oppervlak van het toplaagelement en het feit dat het water in het in de figuur aangegeven gedeelte van filter onder het element vandaan moet stromen van significante invloed.



De doorlatendheid van de toplaag wordt momenteel (volgens [TRSt, 50]) berekend uit de spleetweerstand met in- en uittreewerstanden, en/of uit de doorlatendheid van het voegvulmateriaal in de open ruimtes. De weerstand in het aangegeven deel van het filter wordt niet meegenomen.

Men kan deze extra aanstroomweerstand verdisconteren door in de formule voor de lek lengte de weerstand van de toplaag te vergroten.

Stel

k_1 = doorlatendheidscoëfficiënt voegmateriaal

A_1 = oppervlakte voegen / open ruimte (= A)

L_1 = lengte voegen = dikte toplaagelement (= D)

k_2 = doorlatendheidscoëfficiënt filtermateriaal

A_2 = oppervlakte filtermateriaal dat moet worden doorstroomd om van onder het toplaag element bij de voeg te komen = omtrek/ oppervlak element $\times \frac{1}{8}$ dwarsmaat $\times \pi/2$

L_2 = door water gemiddeld afgelegde weg om bij de voeg te komen

Dan volgt uit evenwicht van debieten volgens de wet van Darcy voor het debiet door de toplaag:

$$q' = k' A \frac{\Delta h}{D}$$

met:

$$k' = k_1 \frac{\frac{k_2 A_2 L_1}{k_1 A_1 L_2}}{1 + \frac{k_2 A_2 L_1}{k_1 A_1 L_2}}$$

(In deze formule zijn de andere weerstanden verwaarloosd. Deze moeten uiteraard wel worden meegerekend.)

4.1.2 Stijghoogte in filter

In het model is voor de berekening van ϕ_w aangenomen dat het filter gevuld is tot het niveau van de brekertop (h_f boven SWL). Dit is een veilige en mogelijk een enigszins ongunstige aanname.

Voor het effectieve gewicht van de bekleding is aangenomen dat de toplaag vanaf het SWL boven water ligt. De elementen hebben hun volledige gewicht.

4.1.3 Scheve inval

In het geval dat de golven invallen onder een hoek anders dan loodrecht op de dijk, ontstaat de situatie dat slechts een beperkt deel van de steenzetting gezien in de lengterichting van de dijk op hetzelfde tijdstip aangevallen wordt. Er bestaat dan de mogelijkheid van benutting van de krachtswerking in langsrichting van de dijk voor klemming.

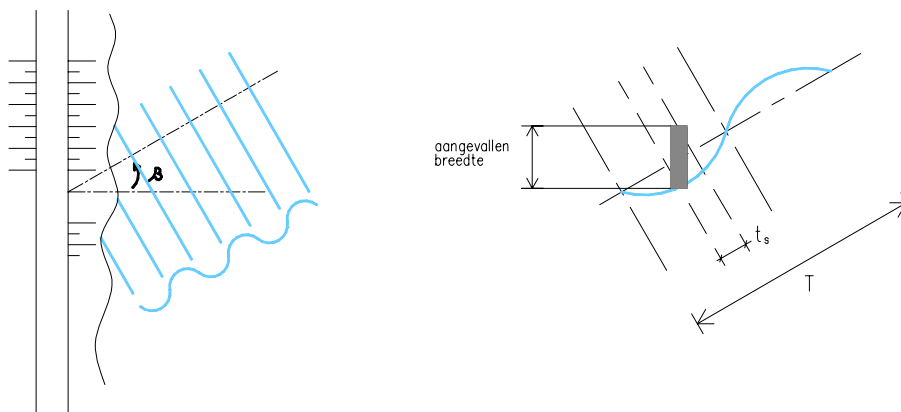
Ook ten gevolge van kortkammigheid van de golven ontstaat de situatie dat slechts beperkte breedte van de bekleding tegelijkertijd aangevallen worden.

Uitgaande van het feit dat maatgevende stijghoogteverschillen zich slechts gedurende enkele tienden van seconden voordoen, en de golfperiode meestal tussen de 5 en 10 seconden ligt, geldt dat de toplaag voor ongeveer 1/15 à 1/20 deel van de golfperiode belast wordt. Met dit gegeven kan de aangevallen breedte berekend worden. In plaats van oneindig breed wordt deze breedte:

$$B = L_0 \tan \beta / 15 \text{ à } 20,$$

waarin

β = de hoek van de golfstraal met de normaal van de dijk.



aangevallen breedte toplaag bij scheve inval

hoek β	5 [°]	10	15	20
Golflengte L_0				
40 [m]	25 [m]	13	8	6
60	38	19	12	9
80	50	25	17	12
100	63	32	21	15

De bijdrage van de krachtswerking in lengterichting van de dijk is interessant als de aangevallen breedte kleiner is dan twee maal de aangevallen 'diepte' in de richting op de helling van de dijk. De aangevallen diepte bedraagt bij golfsterugtrekking ca. 3A. In veel gevallen gaat het om breedtes van ca. 10 m. In extreme gevallen om bijvoorbeeld 20 m.

Hoeveel golven al dan niet loodrecht invallen is afhankelijk van de afbuiging van de golven op het voorland. Hoe hoger het SWL, hoe geringer dit effect.

Verder is er nog een effect dat de golfoploop geringer is bij scheve inval. Mogelijk is het hele breker gedrag dusdanig anders dat de belastingen uit fase zijn.

Voor de golfklap geldt in nog sterkere mate dat er nooit sprake zal zijn van een oneindig breed synchroon aangevallen dijkvak. Gezien de zeer korte drukpieken (ca. 0,2 sec) en de grilligheid van het fenomeen golfklap mag worden aangenomen dat de maatgevende belasting zich vrijwel nooit over meer dan enkele meters breedte uitstrekt.

Zie voor het effect van meerekening van de lengterichting van de dijk paragraaf 4.2.2.

4.2 Bekledingsconstructie

4.2.1 Imperfecties

De imperfecties en de wijze waarop deze verdisconteerd worden, wordt besproken in hoofdstuk 5 bij bespreking van de bekledingstypen.

Hier zij vermeld dat imperfecties hun invloed hebben op zowel het responsiemodel als het faalmodel.

Imperfecties beïnvloeden:

- de waarde van de E-modulus
- de grootte de rotatie van de element bij tweede orde verplaatsing
- de mate waarin initieel normaalkracht aanwezig is
- de mate waarin zich de 'passieve' normaalkracht kan ontwikkelen

4.2.2 Klemming in lengterichting van de dijk

Als de belastingcondities er naar zijn, kan er ook klemming worden ontleend aan de lengterichting van de dijk. De aangevallen breedte van de dijk moet dan maximaal ca. twee maal de aangevallen 'diepte' zijn in de richting op de helling van dijk. Beide maten gemeten in het vlak van de bekleding.

Op deze wijze ontstaat er plaatwerking in plaats van liggerwerking. In buig- en wringstijve platen kunnen naast buigende momenten in twee richtingen, m_{xx} en m_{yy} , ook wringende momenten m_{xy} en m_{yx} ontstaan. Deze momenten creëren drie bijdragen aan de draagwerking die bij elkaar opgeteld mogen worden. De differentiaalvergelijking van buiging en wringing in platen luidt:

$$q = \frac{\partial^2 m_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m_{yy}}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y}$$

Voor opname van de momenten m_{xx} is klemming in de richting op de helling van de dijk nodig. Deze is initieel aanwezig door de zwaartekracht.

Voor opname van de momenten m_{yy} is normaalkracht in de lengterichting van de dijk nodig. Het is onzeker of deze aanwezig is. Theoretisch kan deze kracht bij zuilenbekledingen ook ontstaan door de zwaartekracht. In de praktijk blijkt (bij de trekproeven) dat klemming in de lengterichting net zo vaak opgewekt wordt in de lengterichting als in de richting op het talud. De randvoorwaarden voor opwekking van normaalkracht bij opwaartse verplaatsing van de elementen is in lengterichting zelfs gunstiger. Op enige afstand is deze randvoorwaarde namelijk oneindig stijf. De normaalkracht, waarvan dus onduidelijk is of deze initieel aanwezig is, kan bij volume vergroting ten gevolge van opbuiging van de toplaag theoretisch oplopen tot een grote waarde. (Terwijl de normaalkracht in de richting op het talud wordt begrensd door het gewicht van de bovenliggende elementen.) Gecombineerd met de lange, flauwe boogwerking (bijvoorbeeld $0,4 D / 10 m$) is de bijdrage in opname van de belasting naar verwachting minder spectaculair dan men vermoedt op basis van in hoofdstuk 2 genoemde reeds uitgevoerde studies [Frissen, 13]. Toch kan de bijdrage significant zijn.

Voor de opname van de wringende momenten is normaalkracht in beide richtingen nodig. In orthogonale constructies moet wringing worden overgedragen door rondgaande schuifspanningen in de voegen. bij zuilen bekledingen kan echter een samenspel van drukspanningen en schuifspanningen optreden die de wringcapaciteit ten opzichte van een blokkenbekleding naar verwachting aanzienlijk vergroten. Er moet nog worden onderzocht of het wellicht zelfs mogelijk is dat bij een zeer beperkte normaalkracht in één richting toch een significante bijdrage van wringing mogelijk is. In dat geval zou een intieme normaalkracht in de richting op de helling van de dijk voldoende zijn voor een significante bijdrage van wringende momenten in de capaciteit van de belaste plaatconstructie.

Voorlopige berekeningen wijzen bij een verhouding van het plaatveld van 1:2 op een bijdrage in de orde van 25% voor m_{yy} en 20% voor m_{xy} .

In het geval dat een oneindig lang stuk aangevallen wordt, is er geen bijdrage van buiging in lengterichting (m_{yy}) en ook niet van wringing (m_{xy}).

4.2.3 Dynamische effecten

De toplaag ligt op een verende bedding. De toplaagelementen reageren op waterdrukverschillen en kunnen met name bij een golfklap zeer abrupt in de filterlaag worden gedrukt. Het samenstel van toplaag en bedding kan dan dynamisch reageren waarbij sprake is van een vergroting van de reactiekracht door de massastraagheid van de naar beneden bewegende toplaagelementen. Vervolgens treedt terugvering op, die als deze in de tijd samenvalt met het wegnemen van de belasting mogelijk sneller aanleiding geeft voor toplaaginstabiliteit.

Dynamische responsie op neerwaartse drukpiek

De natuurlijke periode van het massa-veer-systeem van toplaag en filterlaag T_c wordt berekend met:

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_s}},$$

waarin

M = de massa [kg/m²]

k_s = de veerstijfheid

Voor $M = D \cdot \rho = 0.25 \text{ à } 0.40 \times 2800 = 700 \text{ à } 1120 \text{ kg/m}^2$ en $k_s = 2500 \text{ à } 10000 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ blijkt dat $T_c = 0.05 \text{ à } 0.13 \text{ sec}$.

Bij 'snelle' belastingen moet voor de beddingconstante een dynamische waarde worden genomen. Deze is hoger dan de statische. De ondergrond reageert relatief stijf.

In [Klein Breteler, 29] worden de waarnemingen van golfklapbelastingen beschreven. Daar wordt als tijdsduur tussen de golfklap en het zich vervolgens voordoen van een maximaal opwaarts stijghoogte verschil over de toplaag waarden van 0.05 à 0.1 sec genoemd. Er is dus mogelijk sprake van een zeer significante coincidentie van de belastingsnelheid en de natuurlijke periode van de constructie. Als de duur van de drukpiek van de golfklap ca. $\frac{1}{4} T_c$ bedraagt valt de druk op het talud juist weg op het moment dat de toplaag weer omhoog veert. Als er vervolgens gedurende nog enige tienden van seconden een opwaarts waterdrukverschil aanwezig is, werken deze belasting en de responsie op de drukpiek samen. Dit pakt ongunstig uit voor de stabiliteit van de toplaagelementen.

In [29] is de duur van de stijghoogtepieken gemeten Deze wordt gekarakteriseerd door de tijdsduren waarvoor de druk groter is dan 50% resp. 75% van de piekwaarde. Karakteristieke waarden voor deze tijdsduren zijn:

$$t_{\phi > 50\%} = 0.26 \text{ sec}$$

$$t_{\phi > 75\%} = 0.14 \text{ sec}$$

Voor de golfklapdruk op het talud zijn ook empirische formules (bepaald met onregelmatige golven):

$$\frac{\phi_k}{H} = \frac{\phi_{k2\%}}{1.4H_s} = 20 \frac{\sqrt{\xi_{op}}}{HT_p}, \text{ geldig voor } 1.5 < \xi_{op} < 2.2 \text{ en } H T_p = 12$$

Voor $\xi_{op} = 2.0$ (met $\tan \alpha = \frac{1}{4}$ en $H/L_0 = 0.015$), $H = 1.5 \text{ m}$ en $T_p = 8 \text{ sec}$ volgt $\phi_k = 3.5 \text{ m}$. De drukpiek is dan 35 kPa. Bij grotere golven kan deze wellicht groter zijn. Een drukpiek van 35 kPa geeft reeds een indrukking en opvering van de toplaagelementen van enkele mm.

Dynamische responsie op opwaarts drukverschil over toplaag bij golfklap

In [Klein Breteler, 29] wordt het traagheidseffect genoemd dat optreedt bij het naar boven bewegen van de blokken ten gevolge van de opwaartse verschildruk. Als deze te kort duurt, treedt er nauwelijks beweging van de blokken op. Dit traagheidseffect wordt omgezet in een weerstand, of als een fictieve belastingvermindering.

Het volgende evenwicht geldt:

$$\phi_{w\uparrow} - \phi_{toe} = \Gamma_{klem} \Delta D \cos \alpha + \phi_{traag}$$

met

$$\phi_{traag} = 1.78 \frac{(\varepsilon D)^2 (\Delta + 2)}{gt_0^2} \text{ voor afleiding zie [Burger, 9],}$$

waarin

t_0 = de duur van de opwaartse belasting

εD = de relatieve verplaatsing van het element, bijvoorbeeld 0.1

Bij zeer kortdurende opwaartse drukken ($t_0 = 0.05$ sec) is het effect van ϕ_{traag} significant. Bij $t_0 > 0.2$ sec is het verwaarloosbaar.

ϕ_{toe} verdisconteert het effect van verhinderde toestroming bij blokbeweging, een effect dat zuigend werkt op het element. Onduidelijk is of dit laatste drukeffect niet reeds in de gemeten waarde van ϕ_w zit.

4.3 Faalmodel en faalmechanismen

Het hoofdfaalmechanisme van de bekleding waar klemming iets in bijdraagt is instabiliteit van een element van de toplaag. Losse, niet-geklemd elementen kunnen als een zuiger uit de bekleding getild worden. In een geklemd veld breekt een enkel element pas uit als de liggerwerking van de strook niet toereikend is om de druk van de golven te weerstaan.

In mechanica termen zijn de eigenlijke faalmechanismen van een geklemd veld: doorslag als het buigend moment te groot wordt, of afschuiving van de elementen langs elkaar als de dwarskracht te groot wordt (zie paragraaf 3.4)

Het faalmodel werkt in grote lijnen als volgt: bij een steeds zwaarder wordende golfbelasting neemt de buiging toe. Ter plaatse van de extreme waarden van het buigend moment neemt de kromming sterk toe (zie M- κ diagram), waardoor het liggermodel naadloos overgaat in een doorslagmodel met sterke gaping van de voegen ter plaatse van de extreme waarden van het moment. De boog zal doorslaan bij een verplaatsing van 0,4 D, bijvoorbeeld $0,4 \times 0,35 \text{ m} = 0,14 \text{ m}$. De opbuiging van de toplaag gaat gepaard met een volumevergroting die extra normaalkracht genereert. Deze extra kracht wordt gelimiteerd door het gewicht van de bovenliggende elementen en door de wrijving van deze elementen op het filter. De normaalkracht maal de pijl van de drukboog bepalen de momentcapaciteit.

Beïnvloedende factoren faalmodel:

- ontbreken van normaalkracht door zwaartekracht door te flauwe dijkhelling of door zetting van de dijk en/of geen klemming in bekleding boven de reguliere hoogwaterlijn en juist onder de berm of tegen het topschot of onder een overgangsconstructie.
→ Hoger op de dijk niet met klemming rekenen en zwaardere blokken toepassen.
- (lokaal) ontbreken van normaalkracht tonrondte in het vlak van de bekleding en/of weinig of geen klemming op delen de bol omgezet worden van hellend naar horizontaal (op de berm) en/of weinig of geen klemming op buitenbocht in dijk
→ Niet of nauwelijks op klemming te rekenen: zwaardere blokken toepassen en/of in combinatie met toleranties op toepassingen

- Het is een punt van studie en discussie wat er gebeurt als het blokkenveld iets opgebogen wordt, de bovenliggende blokken omhoog duwt en vervolgens weer terug valt. In feite is de initiële normaalkracht dan verminderd en ligt het blokkenveld in een lossere pakking te wachten op de volgende golf.
→ Er vanuit gaan dat er weinig maatgevende golven zijn en zorgen dat de bekleding er meerdere kan hebben (niet te veel verschuiving toelaten, dan wel 'gebruiken' om normaalkracht te genereren).
- Naast falen van de toplaag, kan ook transport van het filtermateriaal als een faalmechanisme, of op zijn minst tot een inleiding van een faalmechanisme beschouwd worden. Risico op transport van filtermateriaal bestaat als er excessief bewegen van de elementen mogelijk is. Dit is ongewenst. De huidige toetsmethoden richten zich ook op het niet bewegen van de blokken, dan wel het toelaten van een beetje beweging (bijvoorbeeld 0,02 m) in extreme omstandigheden. Verplaatsingen zoals deze berekend worden bij doorslag (0,14 m) zijn daarmee niet in overeenstemming. Dit zou kunnen betekenen dat toetsing voor normale omstandigheden en wellicht ook voor extreme omstandigheden zou moeten geschieden met een faalmodel waarbij niet gerekend wordt op excessieve tweede orde verplaatsingen.
→ Zie hoofdstuk 6

5 TYPEN BEKLEDINGEN

Beschrijvingen relevante typen met discussie over hydraulische eigenschappen, belasting en eigenschappen bekleding met het oog op klemming.

5.1 Ontwerp ontwikkelingen

Vanuit ervaring, bewezen functionaliteit en (meer recent) vanuit een ontwerp concept geredeneerd, zijn er verschillende typen steenzettingen ontstaan. Voor de studie naar klemming volstaat het om grofweg de volgende categorieën te onderscheiden:

- Oudere typen waarvoor beschouwing van de klemming relevant is, zijn basaltzuilen op puin- en mijnsteenfilterlagen. De basalttoplaag is zelf relatief open, doch is op veel plaatsen gepenetreerd met gietasfalt.
- Na 1953 zijn er op grote schaal betonblokken op klei toegepast. De toplaag was relatief dicht. In sommige gevallen werden geotextielen toegepast.
- Na ontwikkeling van theorie van de filters zijn de nieuwere steenzettingen weer relatief open. De open toplaag is gezet op een filterlaag die idealiter de gewenste doorlatendheid heeft om het systeem optimaal te laten functioneren. Vaak is er echter sprake van een (bestaande) granulaire uitvullaag of een uitvullaag van voorhanden materiaal. Voor de filterfunctie wordt een geotextiel toegepast.



Basalt



Basalton



Koperslakblokken

In dit hoofdstuk worden de verschillende onderdelen van de bekledingsconstructies besproken. De geometrie van het bekledingsvlak, de toplaagelementen (met onder andere koperslakblokken en Basaltonzuilen), de granulaire laag, de voegen en de overgangsconstructies komen aan de orde. Alles wordt besproken met het doel de toepasbaarheid van het model en praktische aspecten van het benutten van de aanwezige klemming duidelijk te krijgen.

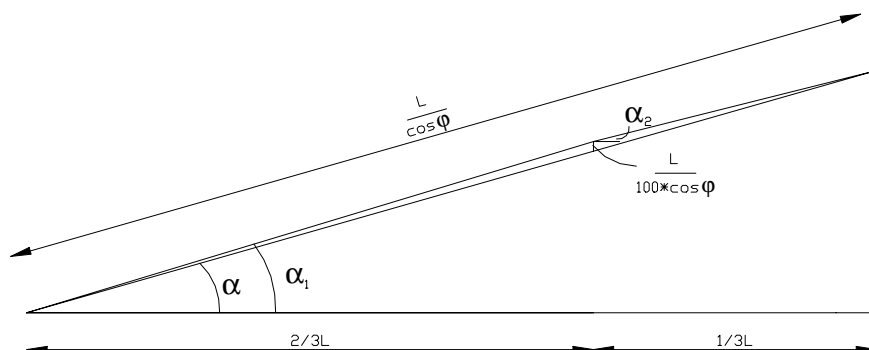
5.2 Initiële geometrie van het bekleedde vlak

De steenbekleding heeft als doel het dijklichaam tegen erosie te beschermen. De dijk wordt bekleed in de zone waar frequent golfaanval is, en in de zone waar maatgevende golfaanval is bij de maatgevende hoogwaterstanden. Het gehele geometrisch ontwerp van de dijk bestaat uit voorland, talud, berm en kruinhoogte tegen golfoploop. Aan de binnenzijde volgt de geometrie uit het verloop van de freatische lijn en grondmechanisch evenwicht.

Het buitentalud van zee- en meerdijken ligt veelal onder een helling van 1:3 à 1:5. Hoe zwaarder de golfaanval hoe flauwer de dijkhelling. Flauwe dijkhellingen zijn langer en kosten veel bekledingsmateriaal. Hoe flauwer de dijkhelling, hoe minder effect er is van klemming door normaalkracht.

De dijkhellingen worden over het algemeen nieuw aangelegd met een tonrondte in het bekledingsvlak. Bij de teen is het talud steiler dan bij de berm. Dit is weer gunstig voor de klemming omdat de bekleding ter plaatse van het punt van golfterugtrekking iets steiler ligt dan gemiddeld. De bedoeling van de tonrondte is dat het een compensatie is van verwachte zetting. Als de dijk iets inzakt zet de bekleding zich. Dit kan ook sterk bijdragen aan de initiële normaalkracht.

De tonrondte mag niet te sterk zijn omdat anders de neerwaarts gerichte druklijnen niet meer kunnen ontstaan. Stel dat bij een toplaag met $D = 0,35$ m doorslag van een bekledingsdeel van bijvoorbeeld $2 \times 3,5$ m dreigt te ontstaan. De inwendige momentarm bij bezwijken is $(1 - 0,4) D = 0,21$ m. Een tonrondte van 1% zou deze maat reeds met $1\% \times 7,0 = 0,07$ m verminderen. Een capaciteitsverlies van $\frac{1}{3}$. De aanwezigheid van tonrondte moet dus in het faalmodel meegenomen worden.



5.3 Toplaagelementen en klemming

5.3.1 Blokken en zuilen

De toplaagelementen worden naar hun vorm onderscheiden in blokken en zuilen.

	Blokken	Zuilen	Overig
Beton	betonblokken, zoals Haringmanblokken klinkers	betonzuilen, zoals Pit-Polygoonzuilen, Basalton en HydroBlocks	
Natuursteen	granietblokken Doornikse steen 'Petit graniet'	basaltzuilen	Vilvoordse steen Lessinese steen
Restproducten	koperslabblokken		

In [TRSt, 48] wordt gesteld dat er geen sluitende definitie van het verschil in vorm tussen blokken en zuilen. In de praktijk is kenmerkend voor blokken dat ze nauw op elkaar aansluiten, waarbij de spleetbreedte rondom elk element min of meer constant en meestal klein is. In de meeste gevallen zijn blokken in bovenaanzicht vierkant of rechthoekig. Zuilen zijn elementen die niet nauw op elkaar aansluiten en waarbij de spleetbreedte rondom de afzonderlijke elementen varieert. In bovenaanzicht kunnen het regelmatige veelhoeken zijn, maar ook onregelmatige en niet rechthoekige vormen komen voor.

Het onderscheid tussen en rechthoekige blokken en zuilen is van belang omdat er een invloed is op de 'natuurlijke' pakking. Bij zuilen ontstaat er bij plaatsing op een denkbeeldig wrijvingsloos filter ten gevolge van de zwaartekracht een hechtere stapeling dan bij blokken. Bij blokken kunnen geringe maatafwijkingen van de elementen er de oorzaak van zijn dat de naburige elementen net niet geklemd liggen. Bij (natuur)zuilen (zonder inwassing) kan het ook zo zijn dat er solitaire elementen die als het ware omsloten worden, zelf volledig losliggen. De klemming in een veld is bij zuilen over het algemeen echter beter.

De verhouding tussen hoogte D en blokbreedte B respectievelijk zuiloppervlak A is binnen de definitie in het [TRSt, 48] niet bepalend voor het onderscheid tussen zuilen en blokken. Beton- en granietblokken zijn de laatste jaren ook wel gekanteld toegepast. De elementen waren oorspronkelijk bedoeld om vlak te worden toegepast, zijn te licht bevonden en zijn vervolgens 'op hun kant' herplaatst. Het is niet zo dat een blokken bij plaatsing 'op hun kant' zuilen worden.

Niettemin bestaat de indruk dat blokken in hun meest voorkomende verschijningsvorm minder hoog dan breed zijn; dit in tegenstelling tot zuilen. Voor blokken geldt meestal dat $D/B < 0.6$ à 0.8 ; voor zuilen $D/A > 1$.

Vilvoordse en Lessinese steen zijn onregelmatig van vorm en hebben vaak afgeronde hoeken. Deze elementen vallen buiten de categorieën blokken en zuilen en zijn totaal niet relevant voor klemming.

5.3.2 Blokken en zuilen in deze studie

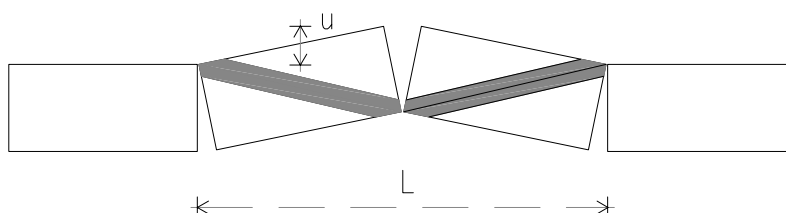
In deze studie wordt voor de eenvoud het volgende aangenomen:

- een blok is in plattegrond gezien rechthoekig en heeft een verhouding $D/B = 0.7$;
- een zuil is in plattegrond gezien een willekeurige vijf (of meer)-hoek en $D/A = 1$.

In het liggermodel van de toplaag is de verhouding van de hoogtemaat D en de maat van de elementen langs het talud (B voor blokken en A voor zuilen) van enig belang vanwege het aantal voegen en vanwege het doorwerken van imperfecties in de vorm van de elementen. Hoe meer voegen, hoe kleiner de buigstijfheid van de ligger. Een kleine buigstijfheid is in het algemeen gunstig. Ook is een groter aantal voegen per m^1 gunstig voor het verdelen van de rotaties die optreden bij verplaatsing van de blokken.

Bij zuilen zijn de contactvlakken tussen de elementen, die de normaalkracht over moeten brengen, min of meer willekeurig georiënteerd. Dit heeft tot gevolg dat de transmissie van dwarskrachten en momenten ook grilliger moet verlopen. Bij lokale belasting ontstaat er om die reden spreiding in de langsrichting van de dijk. Bij constante, zeer brede golfbelasting kan dit fenomeen worden beschouwd als een tweede draagweg waardoor plekken met minder normaalkracht en plekken met relatief losse elementen slechts gevolgen hebben voor de directe omgeving, maar niet zullen leiden tot bezwijken van de toplaag op doorslag.

Voor de ontwikkeling van normaalkracht is de pakkingsgraad van belang. Deze wordt beschreven met de mogelijke rek bij verdichten in het vlak van de toplaag. Dit verdichten treedt op als er boogwerking ontstaat bij het uittreden van de toplaagelementen.



Bij aanname van onvervormbare diagonalen geldt de volgende rek $1 + \varepsilon_u$ voor het deel met oorspronkelijke lengte L :

u / D	bij $D / \frac{1}{2}L = 1:3$	bij $D / \frac{1}{2}L = 1:5$
0.1	1.0105	1.0038
0.2	1.0198	1.0072
0.4	1.0340	1.0127

De elastische rek bij aanliggende blokken en goede voegvulling is van de orde van grootte van $\varepsilon_e = -0.001$ à -0.002 . Dus $1 + \varepsilon_e = 0.999$ à 0.998 .

Vòòr dat de blokken en zuilen aanliggen is er sprake van verdichting. De rek die hiermee gepaard gaat zou proefondervindelijk vastgesteld moeten worden. De indruk

bestaat dat deze bij goed geklemde zuilenbekledingen en ook bij koperslakblokken van de orde kleiner is dan 0.002.

De bij de trekproeven gemeten verplaatsingen kunnen hiervoor als indicator worden gebruikt.

5.3.3 Imperfecties van toplaagelementen

Imperfecties in de geometrie van de elementen kunnen zijn:

- afwijkingen van de theoretische dwarsafmeting,
- afwijkingen in de haaksheid van de vlakken (voegen niet-constant van dikte),
- afwijkingen in de rechtheid van de vlakken (bol ten gevolge van uitzakken van verse beton of ten gevolge van afspringen van schilfers)

Bolheid en afwijkingen van de haaksheid kunnen in het mechanicasysteem van de op buiging en normaalkracht belaste ligger oorzaak zijn van instabiliteit. De drukpunten in de voegen liggen vast. Verschuiving van een drukpunt, wat mogelijk moet zijn bij correct functioneren van de ligger, leidt tot (veel) grotere rotatie en verplaatsingen van de elementen dan aangenomen in de theorie van hoofdstuk 3.3.

Incidenteel voorkomende imperfecties op de grensvlakken en in de voegen werken sterker door bij een gering aantal voegen per m¹. Blokken zijn wat dit aspect betreft ongunstiger dan zuilen.

5.3.4 Trekproefresultaten

In [Weijers en De Haas, 59] worden op basis van alle beschikbare trekproefresultaten conclusies getrokken per bekledingstype:

Basalton	zeer goed. Het aantal metingenmetingen < 4G vrijwel nul
Pit Polygoon	ook goed. Uit de gemeten verplaatsingen blijkt dat dit toplaagtype iets minder stijf is dan Basalton
Koperslak blokken (op lage tafels)	goed
Haringmanblokken en betonblokken op hoge tafels	variabel. Er komen regelmatig losse blokken voor

Naast deze algemene impressie zijn er op basis van de literatuur ook trendmatige conclusies te trekken.

[Verhagen, 54] constateert een sterk verband tussen de uittrekkraft en de hoogte van de proefneming ten opzichte van de top van de bekleding. Het interessante van deze constatering is dat het gefitte lineaire verloop start bij nul ter plaatse van de top van de bekleding. De uittrekkraft (en klemming) blijken lineair afhankelijk van de normaalkracht in het talud.

Uit een meetrappen van Fugro van trekproeven op betonblokken 0.5 x 0,5 x 0,2 en 0,25 bewesten Terneuzen blijkt dat het aantal losse blokken in lager gelegen rijen afneemt ten opzichte van de hoger gelegen rijen. De uittrekkraft van loskomende

blokken is constant en neemt niet toe naarmate de blokken lager op het talud liggen. Dit verschijnsel hoeft niet te duiden op een lineair toenemende normaalkracht maar kan ook duiden op een toename van de hechting van de blokken aan elkaar door verwerking en mariene aangroeiing.

In de literatuur, met name in [Weijers en De Haas, 59] en [Klein Breteler, 28], wordt ook gepoogd om de trekproefresultaten om te zetten in klemfactoren.

[Weijers en De Haas, 59] concluderen 2.5 voor koperslakblokken op lage tafels

In [Klein Breteler, 28] worden de resultaten van diverse proevenseries geanalyseerd. Daar wordt de redenering gevolgd dat bij de trekproeven met netto-uittrekkrachten $> 2G$ de elementen vast blijven zitten door boogwerking. Op de overige elementen (dus met relatief lage uittrekkrachten) wordt statistische analyse gepleegd en worden conclusies getrokken omtrent de klemfactor, die dan opgevat zou moeten worden als een wrijvingsfactor.

De conclusies zijn:

Basalton zuilen	$\Gamma_{\text{klem}} = 2.5$
Pit-polygoon zuilen	$\Gamma_{\text{klem}} = 2.5$
Haringman blokken	$\Gamma_{\text{klem}} = 1,1 \text{ à } 1,5$ incidenteel 2,0

De gevolgde werkwijze brengt met zich mee dat de resultaten niet afgeleid zijn van het eigenlijke klemmingsmechanisme, wat doet vermoeden dat slechts toevalligerwijze ook resultaten van ca. 2,5 worden gevonden.

De trekproeven waarbij wel boogwerking optreedt zijn vaak afgebroken omdat de benodigde kracht te groot is.

De gemeten verplaatsingen zouden in principe bruikbaar moeten zijn voor vaststelling van de voegstijfheid (in werkelijkheid en in modellen zoals in [Frissen, 15]). In het kader van deze studie is met deze gegevens nog geen verificatie uitgevoerd.

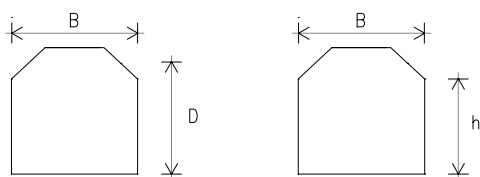
Een wel belangwekkende conclusie uit [28] is dat het veronderstelde verband tussen de uittrekkrachten en de temperatuur gezien het beperkte aantal data en de spreiding als onbetrouwbaar moet worden beschouwd.

Naast de trekproeven worden ook regelmatig andere veldproeven uitgevoerd. Het betreft:

- metingen van waterdrukken in de filterlaag tijdens de getijdencyclus
 - pompproeven voor de doorlatendheid van toplaag en filterlaag
 - infiltratie van de toplaag met een lekbak
- [GeoDelft, 44], alsmede meetrapporten van Fugro geven hieromtrent informatie.

5.4 Toplaagelementdikte en klemming

De rekenwaarde van de dikte van de toplaagelement is het gemiddelde van de dikte over het elementoppervlak. Bij de stabiliteit gaat het namelijk om het gewicht van het blok in verhouding tot de waterdruk die op het elementoppervlak aangrijpt. De definitie in [TRSt, 48] luidt: de rekenwaarde van de elementdikte is het quotiënt van blokvolume en grondoppervlak



Voor de klemming is de hoogte van het 'verticale' vlak waarover het element contact maakt met de naburige elementen van belang. In dit rapport wordt deze hoogte h genoemd.

toplaagtype	dikte [cm]	dichtheid [kg/m ³]
betonzuilen	15 – 50	2300 – 3000
betonblokken, Haringmanblokken	15 – 25 of 40 – 50 (gekanteld)	2300 – 2500
basaltzuilen	15 – 50	2900 – 3100
granietblokken	20 – 40	2600 – 2700
koperslabblokken	20 – 40	2500 – 2700

Bij elementen met gaten of holtes (zoals bijvoorbeeld de golfoploop remmende holtes in de Haringmanblokken) kan afwijkend van de bovenstaande definitie voor D de element hoogte aangehouden. De invloed van de holte op het volume en het gewicht kan worden verdisconteerd door de dichtheid te corrigeren met bijvoorbeeld een factor 0,9 à 0,95.

5.5 Open ruimte in de toplaag

Voor zuilen wordt de open ruimte uitgedrukt in het percentage open ruimte ten opzichte van het totale oppervlak, aangeduid met het symbool Ω . Voor blokken wordt in de rekenmethodes gewerkt met de lengte en breedte van de elementen en de spleetbreedte. Het percentage open ruimte Ω kan daaruit bepaald worden. In theorie gaat het om de open ruimte aan de onderkant van de toplaag.

Voor de drukopbouw onder de toplaag geldt: hoe groter de (gelijkmatig verdeelde) open ruimte, hoe gunstiger.

Voor het risico van transport van filtermateriaal geldt het omgekeerde: hoe groter de spleetbreedte, hoe ongunstiger. Hierbij is niet het percentage maar de spleetmaat bepalend.

toplaagtype	open ruimte Ω / spleetbreedte
betonzuilen	10 – 15 %
betonblokken, Haringmanblokken	1 – 4 mm
basaltzuilen	10 – 15 %
granietblokken	3 – 30 mm
koperslakblokken	1 – 5 mm

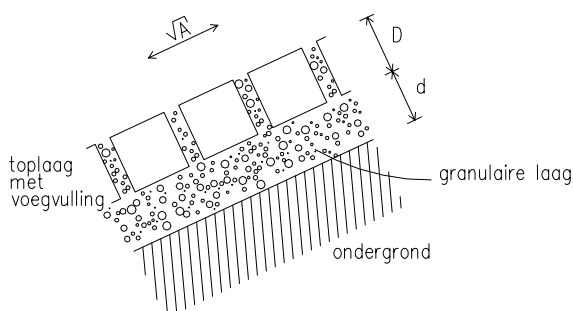
Met het oog op klemming kan van de open ruimte gezegd worden dat te grote open ruimte zonder voegvulling risico op een rammelende bekleding geeft. Er is weinig klemming en de kans op geheel los liggende elementen is groot.

Ook is het zo dat als er te veel ruimte in de pakking de passieve normaalkracht niet goed kan worden gegenereerd (Zie paragraaf 4.3).

Een relatief grote open ruimte-% reduceert de E-modulus van de toplaag, wat gunstig is voor de momentenverdeling. Indien de openruimte niet goed gevuld is er juist een ongunstig effect op de stabiliteit van de toplaag.

5.5.1 Voegen en klemming

Tussen de toplaagelementen is vaak voegvulling aanwezig die is aangebracht om wrijving en/of klemming te vergroten. Een neveneffect van voegvulling is dat de waterdoorlatendheid van de toplaag afneemt, wat ongunstig is voor de belasting op de toplaag en daarmee voor de stabiliteit van de toplaagelementen. In de huidige rekenregels kan de negatieve invloed van de aanwezigheid van het inwasmateriaal worden gekwantificeerd.



In nieuwere constructies is vaak een voegvulling aanwezig in de vorm van inwasmateriaal dat bestaat uit steenslag. In oudere constructies werden wel brokken en scherven van toplaagelementen vastgehamerd in de spleten van de toplaag.

Alle granulaire voegvullingen bevorderen de klemming. Wel geldt dat hoe groter de korrel ten opzichte van de maat van de voeg, hoe stijver de voeg zal zijn, en hoe beter ook de doorlatendheid nog zal zijn. Te fijn granulair materiaal, met een diameter die beduidend kleiner is dan de spleetbreedte, kan ook makkelijk uitspoelen. Aangenomen wordt dat een nominale korrelgrootte van ca. $\frac{1}{2}$ van de voegbreedte optimaal is. De voegen moeten volledig gevuld zijn. Indien de bovenste en/of de onderste centimeters van de voegen niet gevuld zijn moet voor de waarde van h de maat van de effectieve hoogte van de voeg worden genomen. Verder is het zo dat het voegvullingsmateriaal duurzaam moet zijn tegen verwerking, vorstbestendig en ook sterk (in verband met de hoge contactspanningen). Met het oog op klemming en ook op het uitspoelrisico is hoekig materiaal gunstiger dan rond materiaal.

Indien de voegvulling ongelijkmatig aangebracht is in plattegrond gezien, kan men dat verdisconteren door te rekenen met een reductie op de elasticiteit van de voeg. Een reductie tot 70% van de voeglengte bij blokken en tot 50% van open ruimtes bij zuilen wordt niet bedreigend geacht voor het functioneren van een geklemde bekleding. De delen die gevuld zijn moeten wel goed gevuld zijn. Ook mag het niet zo zijn dat er over oppervlakken van 1 m^2 of meer geen noemenswaardige voegvulling is. Dan ontstaan namelijk zwakke plekken, met risico op losse elementen.

5.5.2 Inzanding

Behalve door bewust aangebrachte voegvulling kan de open ruimte tussen toplaagelementen ook zijn opgevuld door natuurlijke processen. Aan zee zorgt de getijwerking op bepaalde locaties voor inzanding, inslibbing of inspoeling van schelpen en steentjes.

Het is mogelijk dat zowel de toplaag als de granulaire laag zijn ingezand (of ingeslibd), maar het is ook mogelijk dat dit voor slechts één van beide het geval is. Het effect hiervan op de toplaaginstabiliteit is verschillend:

- Als alleen de granulaire laag is ingezand, wordt onder de toplaag minder overdruk opgebouwd. De belasting op de toplaag is dan kleiner. Inzanding van de granulaire laag leidt verder tot een vergroting van de stijfheid van de granulaire laag als verende bedding voor de toplaag. Bij inslibbing is dit ook het geval en is er daarnaast nog het effect dat het filter zodanig ondoorlatend geworden is dat de bedding qua stijfheid dynamisch zal kunnen reageren. Bij golfterugtrekking en zeker bij een golfklap kan het water niet weg uit de ingeslibde granulaire laag en zal de stijfheid van de bedding toenemen.
- Als alleen de toplaag is ingezand en de granulaire laag niet, ontstaat onder de toplaag overdruk die niet goed tussen de toplaagelementen door kan ontsnappen. De kans op toplaaginstabiliteit neemt hierdoor sterk toe. Dit komt echter zelden voor.
- Het [TRSt, 48] bericht dat als de toplaag en de granulaire laag beide zijn ingezand, de situatie sterk bepaald wordt door de aan- of afwezigheid van granulair materiaal in de voegen. In het geval dat er zich enkel fijne deeltjes (slib) en geen granulaire materialen in de voegen bevinden, wordt de wrijving tussen de toplaagelementen verminderd en kan er zelfs een soort glijlaag ontstaan waarlangs de elementen kunnen bewegen (zuiger-mechanisme). Indien er granulaire voegvulling aanwezig is, treedt dit glijden van de blokken ten opzichte van elkaar niet op.

Bij ontwerp en toetsing moet goed bekeken worden tot welke hoogte de bekleding ingezand of ingeslibd is. De maatgevende golfbelastingscondities zijn gerelateerd aan het toetspeil. De maatgevende verschillendrukken over de toplaag treden in veel situaties op boven het gebied waar getijdewerking voor inzanding zorgt. Zeer hoge golven kunnen nu eenmaal niet optreden in geringe waterdiepte onderaan de bekleding.

5.6 Filterlaag

De bekleding beschermt het dijklichaam tegen erosie. Daarom moet de toplaag intact blijven, maar is het ook noodzakelijk dat uitspoeling van materiaal uit de lagen daaronder naar buiten wordt voorkomen. Voor het tegengaan van dit faalmechanisme materiaaltransport is het van belang dat de laagovergangen geometrisch dan wel hydraulisch dicht zijn.

Voor elke laagovergang moet worden voorkomen. Bij de meeste steenzettingen is vooral materiaaltransport door twee laagovergangen van belang: ten eerste van de ondergrond naar de granulaire laag en ten tweede van de granulaire laag door de toplaag.

Redenerend vanuit de aanwezigheid van een bepaald basismateriaal en een gekozen bekledingstype en een benodigde bekledingsdikte leidt dit tot eisen voor de granulaire laag, dan wel lagen in het geval dat een geleidelijke opbouw van fijn naar grof noodzakelijk is.

In [TRSt, 48] wordt de filterlaag consequent granulaire laag genoemd. In dit rapport worden de termen door elkaar gebruikt. Als het gaat om waterdrukken in stroming in het materiaal onder de toplaag dan is de term filterlaag meer geëigend. Als het gaat om het mechanische gedrag lijkt de term granulaire laag meer geëigend. In de praktijk is de functie van een granulaire laag vaak die van uitvullaag.

In relatief nieuwe steenzettingen bestaat de granulaire laag meestal uit steenslag. In oudere constructies komen ook grind, grof puin en slakken voor. Ook is het mogelijk dat er zich door overlaging van filterlagen of dijktaaludaanpassingen dikke pakketten granulair materiaal onder de bekleding bevinden. Dit is ongunstig voor de belasting op de toplaag.

De porositeit / waterdoorlatendheid van de granulaire laag is van grote invloed op de druk onder de toplaag. De doorlatendheid moet worden gezien in relatie tot die van de toplaag. Een grote doorlatendheid van de granulaire laag is over het algemeen ongunstig.

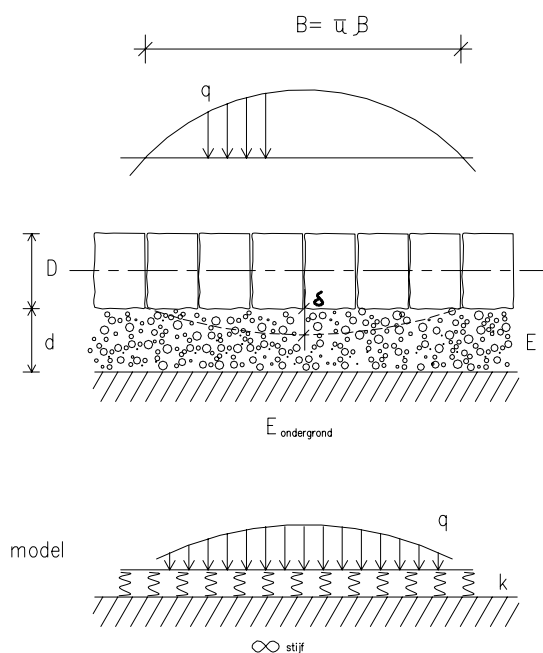
In de tabel zijn de waarden van de maatgevende korrelgrootte en de porositeit van enige filtermaterialen gegeven.

materiaal­soort	korrel­grootte D_{n5} [mm]	porië­gehalte n [-]
steenslag of grind 7/20 15/50	6 – 9 12 – 20	0,30 – 0,40
mijnsteen 0/70 (ongesorteerd) 10/125 (gesorteerd)	1 – 5 5 – 15	0,20 – 0,30 0,25 – 0,35
silex 5/25 25/70	4 – 7 18 – 35	0,3 – 0,4
slakken staalslakken 5/70	4 – 8	0,25 – 0,35

Met deze waarden kunnen zowel de doorlatendheid als de mechanische eigenschappen van het filtermateriaal worden bepaald.

Voor de doorlatendheid kan gebruik gemaakt worden van vuistregels voor de doorlatendheidscoëfficiënt k [m/s] van schoon granulair materiaal, zie [Handboek CUR 155, 17].

Van de mechanische eigenschappen zijn de indruk­kings­stijf­heid en het draag­ver­mogen van belang. Initieel heerst er in de granulaire laag van een representatieve bekledings­con­struc­tie een verticale korrelspanning $\sigma' = 10$ kPa. De drukverschillen over de toplaag, die ontstaan bij golf­loop worden afgedragen op de granulaire laag. De (neer­waarts gerichte) drukverschillen bedragen lokaal ook ca. 10 kPa. De lengte waarover deze lokale belasting­ver­hoging optreedt, is gelijk aan een halve 'golf­len­gte' π/β (zie paragraaf 3.3.1), veelal ca. 1,5 à 3 m.



Het draagvermogen van het filtermateriaal en het basismateriaal eronder is hiervoor ruim toereikend.

Voor de berekening van de indrukking van de filterlaag wordt er voor gekozen deze te berekenen met waarden voor de samendrukking van grind en zandige grond onder statische belasting. Dynamische stijfheidsparameters worden niet relevant geacht vanwege de grote doorlatendheden van het granulaire materiaal.

De E-modulus van grond is afhankelijk van de heersende korrelspanning en neemt dus toe met de diepte. Er wordt vaak genormeerd voor $\sigma' = 100$ MPa. Voor de inschatting van de beddingsstijfheid van het filter moet gebruik gemaakt worden van een veel lagere initiële spanning. De stijfheid kan worden ingeschat met gebruikmaking van de wet van Terzaghi voor de rek van grond als functie van de actuele spanning. Dit wordt toegelicht en uitgewerkt in appendix A.

Er blijkt een vrij grote invloed van het poriëngehalte n en de initiële spanning σ' . De in de appendix gevonden resultaten zijn te fitten met het onderstaande verband.

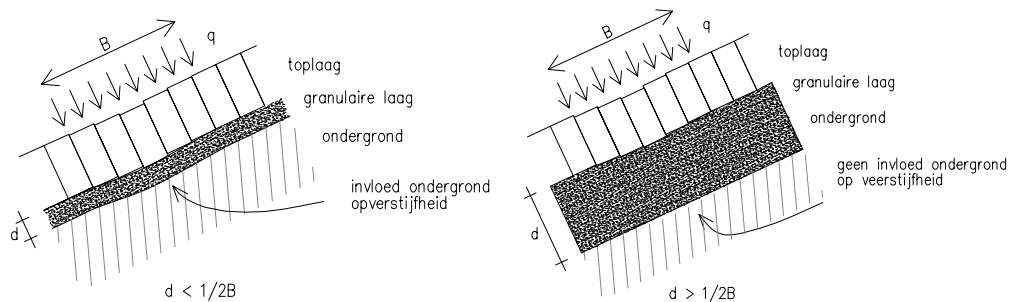
$$k_s = 500 \left(1 - \frac{3}{2} n\right) \sigma' \quad [\text{kN/m}^3], \quad \sigma' \text{ in } [\text{kPa}]$$

materiaalsoort	dichtheid korrels ρ [kg/m ³]	korrel-grootte D_{15} [mm]	poriën-gehalte n [-]	bedding-constante k_s [kN/m ³ *)
steenslag of grind 7/20 15/50	2650	8 16	0,35	2500
mijnsteen 0/70 (ongesorteerd) 10/125 (gesorteerd)	2500	3 10	0,25 0,30	3200 2800
silex 5/25 25/70		6 27	0,35	2500
slakken staalslakken 5/70	3300	6	0,30	2800

*) Voor $\sigma' = 10$ kPa.

In het TNO rapport [9] wordt gehanteerd $k_s = 4450$ kN/m³. VanHoof [16] voert berekeningen uit met $k_s = 1000$ en $10\,000$ kN/m³.

Bij dunne granulaire lagen moet de beddingconstante worden bepaald met in acht name van de eigenschappen van het onderliggende basismateriaal. Voor dit basismateriaal is de bovenste laag van het grondlichaam van de dijk of de oever het meest bepalend. Als de kern van een dijk of oever uit klei bestaat, is dat doorgaans ook het basismateriaal direct onder de bekledingsconstructie. In geval van een zandkern bestaan verschillende mogelijkheden: soms fungeert het zand als basismateriaal, maar in de praktijk is het zand aan de buitenzijde vaak afgedekt door een laag van klei of keileem die zich dan juist onder de bekleding bevindt.



Als vuistregel kan worden aangehouden dat als de dikte van granulaire laag kleiner is dan ca. $\frac{1}{2}$ van de lengte waarover de belasting verhoging werkt, er sprake is van een significante invloed van de stijfheid van het basismateriaal op de indrukking van de bekleding op dat punt. De grootte van de invloed is uiteraard ook afhankelijk van de mate waarin het basismateriaal afwijkt van het materiaal van de granulaire laag. Slappe klei wijkt qua stijfheid sterk af van een dicht filtermateriaal. De aanwezigheid van zulk basismateriaal zal dan merkbaar zijn. Dit zal moeten worden verdisconteerd in de beddingsconstante.

5.7 Gepenetreerde steenzettingen

In het verleden zijn veel steenzettingen gepenetreerd om de samenhang tussen de toplaagelementen te vergroten. Het daarmee gepaard gaande verminderen van de doorlatendheid van de toplaag en voorkomen van uitspoeling werd niet primair beoogd. Penetratie komt voor bij alle zuilvormige toplaagtypen. Het penetratiemateriaal is meestal gietasfalt.

Voor de constructieve eigenschappen is van belang tot welke diepte in de toplaag de penetratie is doorgedrongen. Er wordt onderscheid gemaakt tussen 'vol en zat' gepenetreerde (of 'ingegoten') en oppervlakkig gepenetreerde (of 'overgoten') steenzettingen. Bij een oppervlakkig gepenetreerde steenzetting zijn de spleten van boven af tot minder dan de helft van de toplaagdikte gevuld, bij een 'vol en zat' gepenetreerde steenzetting is dit het geval tot meer dan de helft van de toplaagdikte).

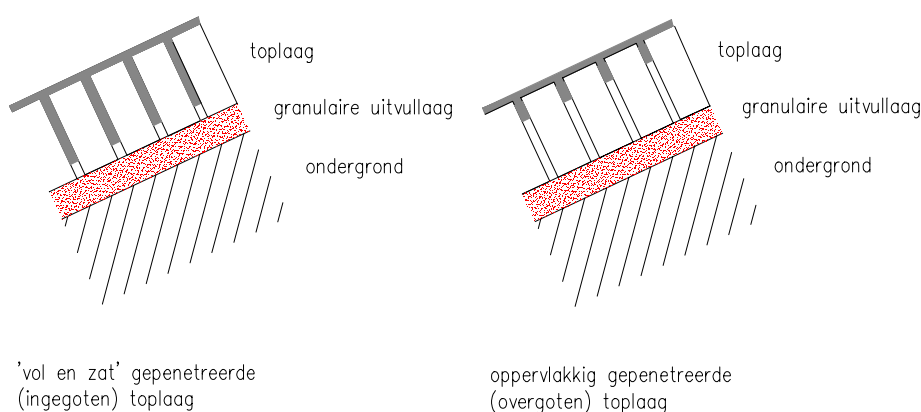
'vol en zat' gepenetreerde steenzettingen

In [Klein Breteler, 30] wordt opgemerkt dat er omtrent dit type toplaag een tekort aan kennis is. Er zijn ideeën, doch deze moeten nog geverifieerd worden.

'Vol en zat' gepenetreerde steenzettingen kunnen tot op zekere hoogte worden berekend analoog aan de open typen. De lekengte en de drukopbouw zullen relatief groot zijn. De klemming echter ook. Zowel de belasting als de sterkte nemen toe ten opzichte van open bekledingen. Daarbij gaan we er wel vanuit dat er enige doorlatendheid van de toplaag is. In het geval dat de toplaag volledig dicht is, is er sprake van een volledige ontkoppeling van de druk op het talud en de druk in het filter onder de toplaag. De berekening is dan niet meer analoog aan die van een open bekleding.

De ontkoppeling van de drukken op en onder het talud kan in de belastingformules worden gesimuleerd door een grote leklengte aan te nemen, bijvoorbeeld $\Lambda=5$ m. Afgezien van de golfklappen, lijkt het drukverloop lijkt dan op het statische drukverschil (zonder stroming door de toplaag). Recente metingen met pompproeven geven de indruk dat er sprake kan zijn van een aflaten van de statische druk onder de toplaag, doordat de gepenetreerde toplaag in zijn geheel iets opgelicht wordt als gevolg van getij [Pylarczyk, 39], waardoor door vergroting van het min of meer afgesloten poriënvolume van de filterlaag een significante vermindering van de waterdruk onder de toplaag optreedt. Toetreding van extra water doet de drukvermindering te niet. In de statische proeven [39] is slechts het fenomeen van uplift en het ontstaan van een waterfilm onder de toplaag waargenomen. De betoogde drukval bij kortdurende belasting is een hypothese.

De praktijk wijst uit dat gepenetreerde steenzettingen over het algemeen relatief sterk zijn. Verder is er door de cohesie van het penetratiemateriaal zelfs een extra veiligheid op loszittende of losrakende elementen.



Overgoten steenzettingen

Overgoten steenzettingen zijn slechter dan open steenzettingen. De belasting neemt toe en de sterkte niet. Er is geen bijdrage aan de klemming. Mogelijk is er zelfs een negatieve bijdrage van de aanwezigheid van normaalkracht. Doordat de voegen aan de bovenzijde zijn gevuld, is er geen mogelijkheid van verschuiving van het drukpunt, wat bij open zettingen met enige normaalkracht wel mogelijk is. De blokken roteren om de 'kitvoeg', en zijn aan de onderzijde van de toplaag los. Opwaartse verplaatsing van een elementenveld treedt dan veel sneller op. Een mogelijk positieve bijdrage van de overgieting is dat de elementen toch min of meer aan elkaar zitten, waardoor verplaatsing van één enkel element niet mogelijk is.

Er wordt niet aanbevolen om bij overgoten steenzettingen te rekenen op een bijdrage van klemming. Er moet op basis van de huidige kennis worden gerekend met een grote leklengte, of mogelijk met een proefondervindelijk bepaalde kleinere verschildruk die ontstaat bij de hierboven beschreven beweging van de dicht toplaag. Voor het maatgevende drukverschil kan het ter plaatse van de extreme waarde van $\Phi_{w\uparrow}$ het gemiddelde genomen worden over een lengte van ca. $3 B$, dan wel $3 A$ en kan het uittreden van 3 aan min of meer aan elkaar vast zittende elementen worden berekend.

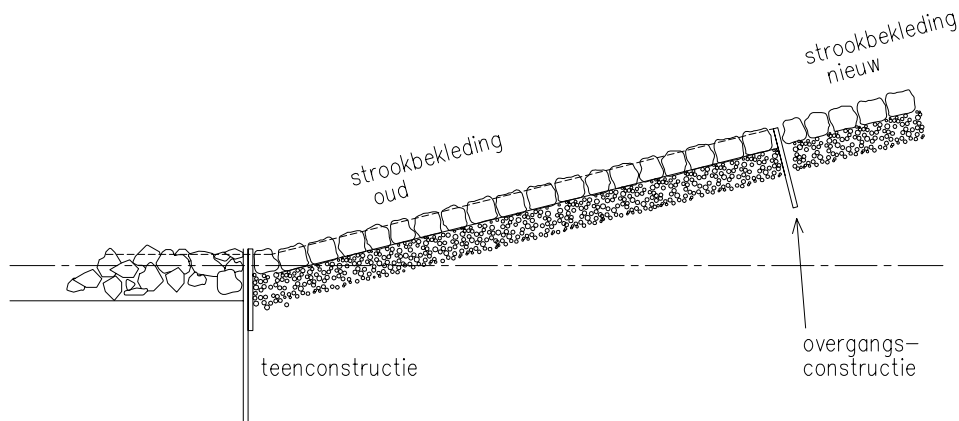
5.8 Teen- en overgangsconstructies en bermen

Bij deze studie zijn de effecten van (slecht functionerende) teenconstructies en bermen en het effect daarvan op de klemming van de steenzetting (tot nu toe) buiten beschouwing gebleven. De effecten worden hieronder kwalitatief besproken.

5.8.1 Teen- en overgangsconstructies

In het algemeen bevatten teenconstructies een diepstekend funderingselement en een rechthoekig vlak element waar de steenzetting tegenaan is geplaatst. De belangrijkste typen teenconstructies zijn houten schotten ondersteund door perkoenpalen, prefab betonconstructies en soms damwanden. Teenconstructies bevatten soms een geokunststof voor de gronddichtheid. In oude bekledingen bestaat de teenconstructie vaak uit niet meer dan een rij perkoenpalen.

Overigens wordt de term teenconstructie ook wel gebruikt voor het geheel van teenbestorting, funderingselement en vlak element.

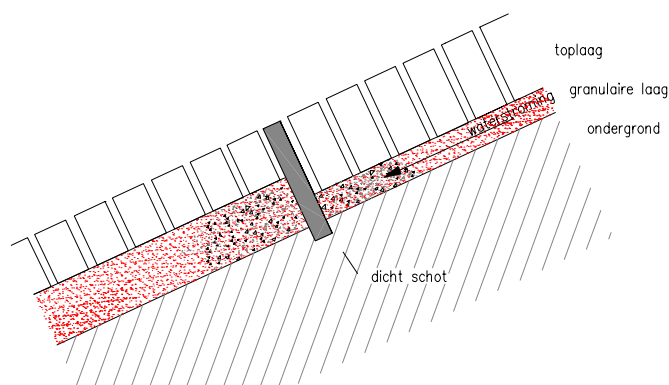
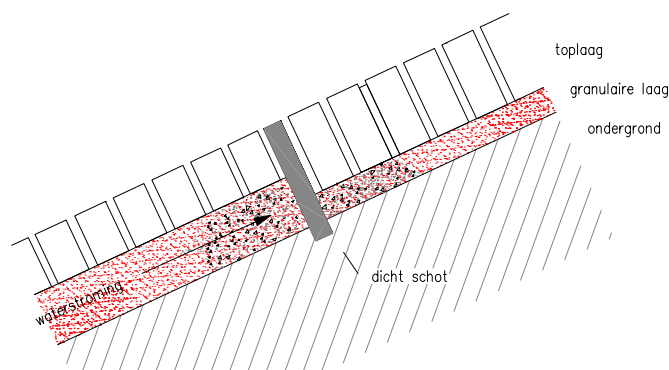


Een horizontale overgangsconstructie tussen twee bekledingstypen wordt vaak aangebracht om het zetten van de hoger gelegen bekleding mogelijk te maken en bevat daarom een rechthoekig vlak element. Zowel horizontale als verticale overgangsconstructies hebben in sommige gevallen de functie te voorkomen dat materiaaltransport plaatsvindt tussen de onderlagen van de twee aan elkaar grenzende bekledingen. Voor dit doel kan een overgangsconstructie een diepstekend element (bijvoorbeeld een betonband) bevatten, vaak in combinatie met een geokunststof.

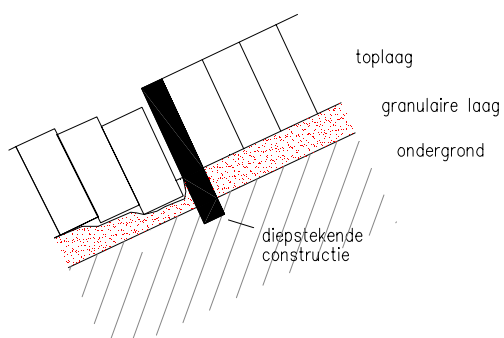
In het [TRSt, 48] wordt opgemerkt dat een diepstekend element dat de granulaire laag afsluit kan voor problemen zorgen met de omliggende steenzetting. De lokale verhoging van de opwaartse waterdruk en de mogelijke afname van wrijving/klemming leidt tot een grotere kans op toplaaginstabiliteit. Deze invloed is vooral van belang bij toplaagelementen met een klein open-ruimtepercentage (zoals betonblokken).

In het algemeen geldt dat het creëren van waterdicht of waterremmende horizontale afscheidingen ongunstig zijn. Als er om uitvoeringstechnische redenen een maatregel vereist is bij de overgang van oude naar nieuwe filterlagen en toplagen, moet deze zo doorlatend zijn als mogelijk is.

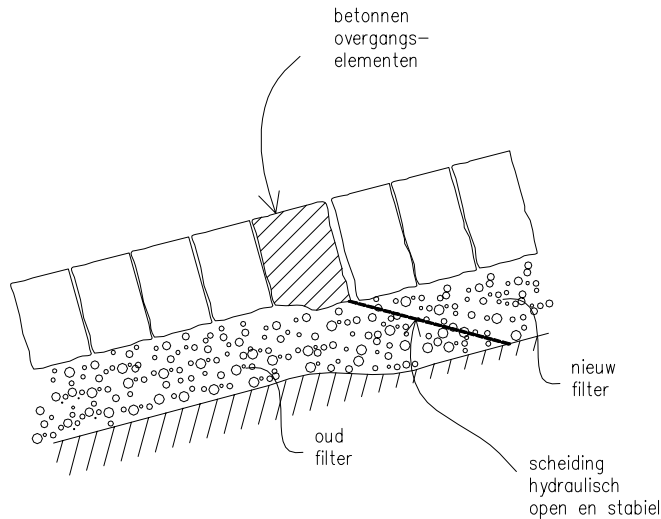
Voor de klemming van de toplaagelementen is het van belang dat het teenschot, dan wel het overgangsschot niet meegeeft. Meegeven is niet onmiddellijk rampzalig voor klemming over de gehele hoogte van het talud. Er kan door wrijving op de granulaire laag wel weer enige normaalkracht opgebouwd worden. Met name bij het teenschot lukt dit wel. Verlies van klemming juist boven het teenschot is ook niet ernstig omdat daar geen maatgevende verschildrukken optreden. Het is echter op den duur zeer schadelijk als de teen- en overgangsconstructies geen evenwicht vinden en uit blijven zakken.



Met name bij overgangsconstructies hoger op het talud komt het wel voor dat de strook bekleding onder de overgang iets uitzakt, of in een dichtere pakking komt te liggen met als gevolg dat er een spleet ontstaat tussen het overgangsschot en de strook eronder. Het schot staat stevig in de granulaire laag en heeft de neiging iets te roteren onder het gewicht van de elementen van de strook erboven. Hierdoor ligt het drukpunt tussen de strook en de eerste rij elementen er boven vast op voor klemming zeer ongunstige positie. Feitelijk is een dergelijke overgang funest voor de klemming zowel onder als boven de overgangsconstructie. De beschreven situatie is weergegeven in de figuur.



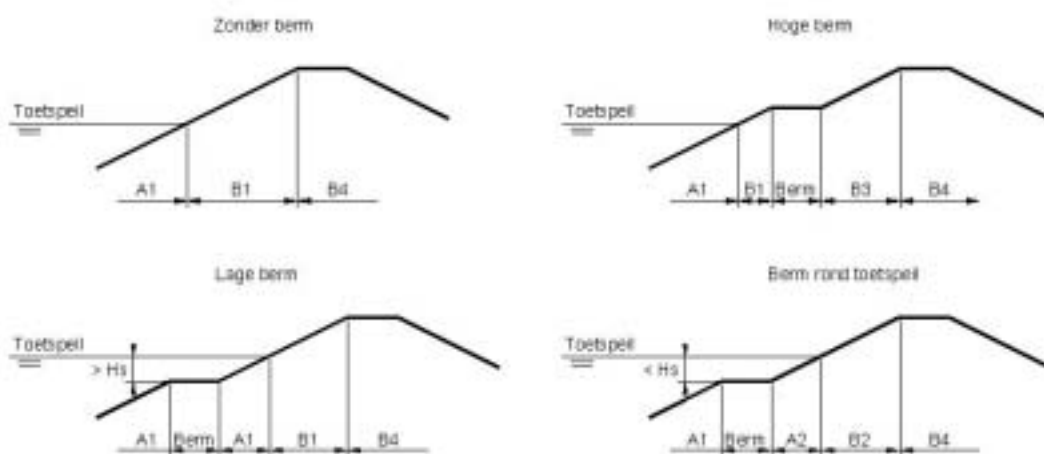
Tevens is er een alternatieve overgangsconstructie getekend die voor klemming gunstiger is.



5.8.2 Bermen

De berm is de relatief vlakke strook in het buitentalud bedoeld voor remming van de golfloop. De vlakheid varieert van ca. 1:8 tot vrijwel horizontaal. De berm betekent een onderbreking van de steenzetting op het talud. Net onder de berm start de opbouw van de normaalkracht in de bekleding op de helling van de dijk. De eerste elementrijen (van boven afgezien) hebben daarom weinig klemming. In situaties waarin het toetspeil hoog ligt ten opzichte van de berm kan dat ongunstig zijn en moeten deze elementen worden berekend als los blok.

Voor de bermbekleding zelf geldt dat een beschouwing over klemming door normaalkracht niet opportuun is. De huidige toetsmethoden gebaseerd op evenwicht van het losse element zouden slechts een mogelijk profijt hebben van verfijning van de belasting.



6 VEILIGHEIDSANALYSE

6.1 Filosofie

De impliciete veronderstelling bij de huidige toetsing is dat de bekleding van de dijk een wezenlijk onderdeel vormt van de kering en niet slechts een toplaag is die (gedurende korte tijd) gemist kan worden en die slechts bedoeld is om het onderhoud aan de dijken goedkoop te houden.

Bezwijken van de toplaag is in de rekenregels gedefinieerd als het optreden van initiële schade. Echter, direct na het optreden van deze initiële schade functioneert de waterkering nog steeds. De waterkering faalt pas als de golfaanval ook het dijklichaam zodanig heeft weggeërodeerd dat overstroming plaatsvindt (gedefinieerd als de situatie dat er een constante stroming door een bres in de dijk of dam heen plaatsvindt). De bezweken toplaag, de onderlagen van de bekleding en de kern van de dijk kunnen significante weerstand bieden aan de erosie. Voor deze weerstand wordt de verzamelnaam 'reststerkte' gebruikt. De reststerkte wordt uitgedrukt in de tijdsduur vanaf de initiële schade aan de toplaag tot aan het moment van falen van de waterkering.

In de huidige praktijk wordt in het ontwerp geen rekening gehouden met de reststerkte: de steenzetting wordt zo sterk ontworpen dat ze in stand blijft bij de maatgevende omstandigheden. (Zie voor de huidige toetsmethode hiervoor 6.3.) Bij toetsing wordt in uitzonderlijke gevallen gebruikgemaakt van de veronderstelde aanwezigheid van reststerkte, zie [TRSt, 49].

In deze studie wordt de veronderstelling dat de reststerkte nihil is voorsnog gehandhaafd, doch wordt wel de vraag gesteld of deze veronderstelling houdbaar is. Er kan ook een filosofie gedefinieerd worden over welke schade acceptabel is bij een bepaalde belasting.

Voor wat betreft de belastingen kan men onderscheiden tussen

- belastingen met de normfrequentie van bijvoorbeeld 1/4000 jaar *), vastgelegd in de hydraulische randvoorwaarden [23], waarbij de voornaamste eis is dat de kerende functie van de dijk gewaarborgd blijft;
*) De normfrequentie is dijkringafhankelijk
- lagere belastingen, bijvoorbeeld stormen met een frequentie van 1/100 of 1/400 jaar, waarbij lokale schade aan de bekleding geaccepteerd zou kunnen worden;
- belastingen die jaarlijks voorkomen, waarbij men in het geheel geen omkijken naar de bekleding wil hebben.

In principe zouden de criteria over acceptatie van schade economisch bepaald moeten worden. De kans van optreden van schade en de kosten van herstel van schade kunnen worden afgewogen tegen de investering die deze schade mogelijk voorkomt.

Het spreekt voor zich dat dergelijke afwegingen voor een nieuw ontwerp anders uitvallen dan voor handavings- en/of vervangingsvraagstukken.

Hieronder wordt eerst ingegaan op de risico's, (on)gewenste gebeurtenissen en faalmechanismen. Vervolgens worden scenario's gepresenteerd. In de laatste paragraaf worden de onzekerheden in de in deze studie voorgestelde berekeningswijzen besproken.

6.2 Technisch ontwerpconcept bekleding

Steenzettingen zijn worden gezet mede om de reden dat blijkt dat een element in een gezette formatie stabiel is dan een los gestort element met hetzelfde gewicht.

Door horizontale opsluiting van de elementen, wordt de mogelijkheid van vrije beweging gereduceerd tot het verticaal (bedoeld wordt loodrecht op het dijkvlak) bewegen. Beweging in deze richting wordt tegengegaan door het eigen gewicht van het blok. Door een uitgekiend ontwerp van filter en toplaagdoorlatendheid, wordt de opwaartse waterdruk op de toplaagelementen geminimaliseerd.

Van oude basaltzuilen bekledingen en ook van moderne betonzuilenbekleding worden de voegen ingewassen omdat bekend is dat dit bijdraagt aan de stabiliteit van het enkele element.

De aanwezige normaalkracht door de zwaartekracht en de voegvulling veroorzaken namelijk klemming, waardoor de elementen bij belasting samenhang vertonen en de maatgevende belasting op het zwaarst belaste element wordt tegengegaan door een kracht die ca. 2 à 2,5 maal het eigen gewicht van het element bedraagt.

De vraag is nu of er op klemming gerekend mag worden, dan wel of er toch altijd rekening gehouden moet worden met een los element, waardoor feitelijk de studie naar samenhang en wellicht zelfs het bewust geklemd en ingewassen aanbrengen zich niet betaalt.

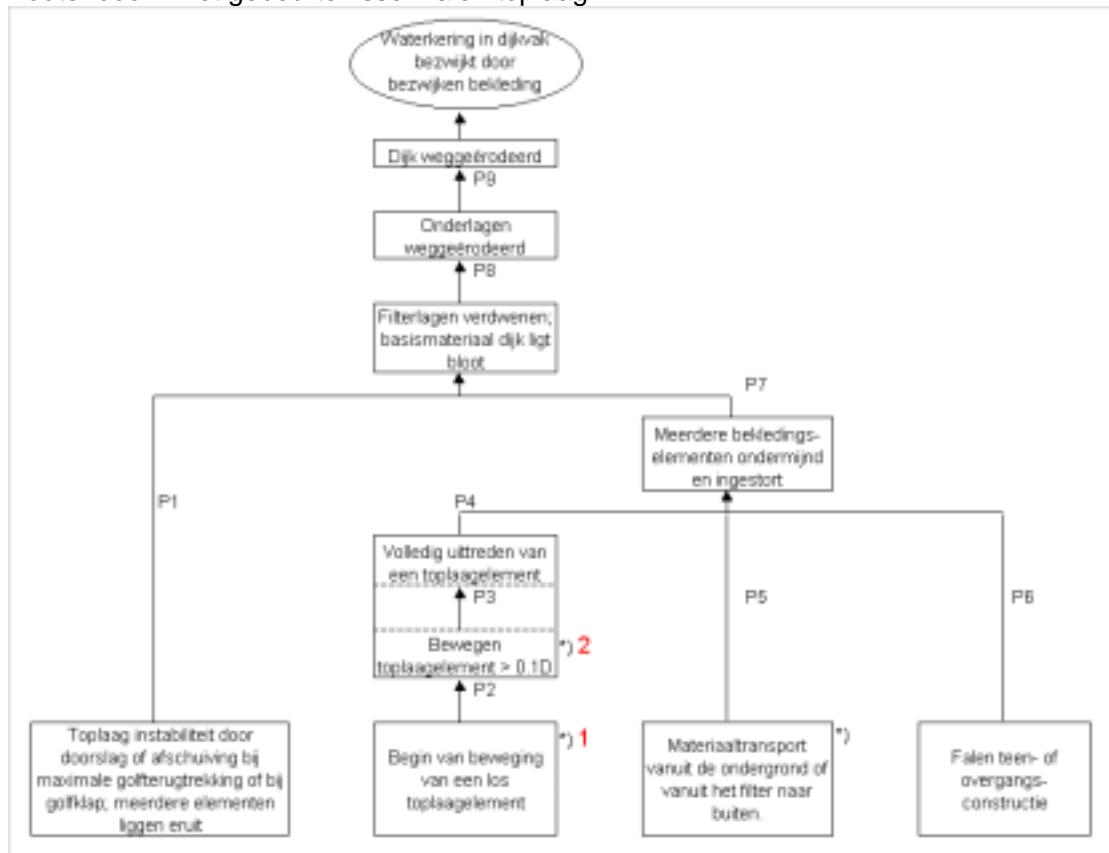
6.3 Faalmechanismen bekleding

De vraag of er op klemming gerekend mag worden, kan wellicht beantwoord worden door het falen van de geklemd toplaag als een apart faalmechanisme te bezien.

In de onderstaande foutenboom zijn de meest voor de hand liggende gebeurtenissen die tot falen van de bekleding kunnen leiden gepresenteerd. Er zij opgemerkt dat falen van de dijk als gevolg van falen van de bekleding slechts één van de faaloorzaken voor de dijk is. Macro-instabiliteit, afschuiving van de dijk en piping zijn enkele andere mechanismen. Enkele voor op golfaanval gedimensioneerde bekledingen minder voor de hand liggende gebeurtenissen die wel in het [TRSt, 48] staan, zoals afschuiving over glijvlakken in het talud, direct onder de bekleding en stabiliteitsverlies van individuele toplaagelementen door stromingsbelasting zijn niet in de foutenboom vermeld. Hiermee wordt niet bedoeld dat deze mechanismen nooit maatgevend zijn. Wellicht is er zelfs beïnvloeding: door te rekenen met klemming wordt toplaaginstabiliteit (theoretisch) onwaarschijnlijker en kunnen andere mechanismen maatgevend worden.

De foutenboom sluit enigszins aan bij de foutenboom die staat in [Calle, 10], een concept document over een veiligheids criterium voor ZSteen.

Foutenboom met gebeurtenissen falen toplaag



Hieronder volgt toelichting en commentaar bij de foutenboom onder diverse kopjes.

'Bestaande' veiligheidsfilosofie

- Er wordt momenteel getoetst op de gebeurtenissen aangemerkt met *).
- De overgangskans P2 wordt niet expliciet bepaald, maar de gebeurtenissen 'Begin van beweging van een los blok' en 'Beweging van een toplaagelement groter dan 0,1 D' worden beide deterministisch berekend als gevolg van een belastingsituatie met een bepaalde kans van optreden.
- De overgangskansen P3, P4, P5, P7, P8 en P9 zijn alle 1 verondersteld.

Toelichting en discussie op toetsing van gebeurtenissen 1 en 2

1. Het beschouwde toplaagelement mag niet bewegen bij individuele golven ter grootte van H_s in de maatgevende omstandigheden;
2. Het beschouwde toplaagelement mag maximaal 10 % van de toplaagdikte bewegen bij individuele golven ter grootte van $H_{2\%}$ in de maatgevende omstandigheden.

De maatgevende omstandigheden zijn, conform de Leidraad toetsen op veiligheid, voor bekledingen gelijk aan de Normfrequentie, en niet gelijk aan $0,1 \times$ Normfrequentie, wat volgens de vigerende TAW eisen het geval zou moeten zijn. Bron [TRSt, 48], [Van der Meer, 38]. Dit betekent feitelijk dat wordt aangenomen dat $(P3 \times P4 + P5) \times P7 \times P8 \times P9 = 0,1$ òf dat wordt aangenomen dat de kans bijdrage van falen van de bekleding aan falen van de dijk (veel) groter dan 0,1 mag zijn.

Naar aanleiding van de nu gebruikelijke praktijk van berekenen is het wellicht ook goed om op te merken dat gebeurtenis 2 een vervolgstadium is van gebeurtenis 1. De kans P_2 dat 2 optreedt bij de condities waaronder 1 optreedt is klein. Daarom is het terecht dat 2 apart, onder andere condities berekend wordt. De gebeurtenis 'volledig uittreden van een toplaagelement' ligt dicht bij gebeurtenis 2, in de zin dat een geringe extra golfdruk een element kan lanceren. Het verschijnsel dat herhaalde golven van dezelfde grootte een blok telkens iets verder uit kunnen drijven, is niet zo plausibel als het element niet terugvalt bij wegvallen van de golfdruk. Als het element vast blijft zitten onder het eigen gewicht, lijkt het ook logisch dat het pas weer in (opwaarts gericht beweging) komt bij een waterdrukverschil van $2 \Delta D$. Als dat zo is, zou een beperkte verplaatsing van een los element niet schadelijk zijn, maar juist stabiliteitsverhogend. De elementen wrikken zich zelf vast. Met andere woorden: in dat geval is $P_3 \neq 1$. Het verschijnsel van steeds verdere uitdrijving is bij proeven in de Deltagoot echter wel een keer waargenomen. De feitelijke basis van de toetsmethode is daarom ook dat gebeurtenis 2 op zich zelf geen relevantie heeft, doch slechts een theoretische verschijningsvorm is van 'volledig uittreden toplaagelement'. Op basis van die definitie van gebeurtenis 2 geldt dat $P_3 = 1$. Het is dan niet zinvol de kansen P_2 en P_3 apart te beschouwen. In [10] wordt dat ook niet gedaan en wordt op grond van Deltagootmetingen aangenomen dat $P_2 \times P_3 = 0,1$.

Nieuwe elementen in de veiligheidsfilosofie

- De gebeurtenis 'Toplaaginstabiliteit door doorslag of afschuiving bij maximale golfterugtrekking of golfklap' wordt toegevoegd.
- De gebeurtenis 'uittreden los element' blijft staan, omdat er altijd een kans van optreden van deze gebeurtenis is, ook bij een goed geklemde bekleding. De impact van deze gebeurtenis is andersoortig dan die van falen van door doorslag. De gebeurtenis moet nog worden gevolgd door de gebeurtenis ondermijning (en bijbehorend losraken en uittreden van meerdere elementen) voordat de bekleding en net zo uit ziet als na falen door doorslag.
- De gebeurtenissen 'falen los element' en 'doorslag' zijn qua sterkte onafhankelijk. Bij slecht of in het geheel niet geklemde bekledingen treedt geen doorslag op, en is 'falen los element' voldoende voorwaarde voor een kettingreactie die leidt tot falen van de dijk. Bij goed geklemde bekledingen kunnen beide gebeurtenissen optreden, echter bij verschillende golfbelastingen. 'Doorslag' wordt deterministisch berekend. 'Falen los element' ook. De kans op relevante gevolgschade wordt berekend met behulp van statistiek over het aantal losliggende blokken.

Met betrekking tot de overgangskans P_1 kan het volgende worden opgemerkt. Doorslag zelf gaat gepaard met het uittreden van elementen. Een flink deel van het veld is dan in opgebogen toestand, waardoor als er een element uitbreekt, er onmiddellijk een situatie ontstaat waarbij een flink aantal elementen niet meer in hun oorspronkelijke positie liggen. Omdat klemming behoorlijk bijdraagt aan de sterkte, zal juist na het tijdstip van bezwijken de sterkte van de toplaag waaruit enkele elementen of gehele rijen elementen verdwenen zijn, absoluut ontoereikend zijn. De losse elementen zijn door de opvolgende golven gemakkelijk in beweging te brengen. Met andere woorden, als er op klemming gerekend wordt, moet er niets fout gaan. Als er wel wat fout gaat ontstaat er onmiddellijk een situatie die veel gevaarlijker is dan de situatie waarin een blok ontbreekt in een veld dat niet op klemming berekend is (en dus zwaardere elementen zal hebben). Op basis hiervan wordt gesteld dat $P_1 = 1$.

Voor de gevolggebeurtenis op het falen van een loselement (kans P4) moet in de beschouwing worden betrokken dat er nogal wat moet gebeuren voordat de situatie net zo ernstig is als bij falen van de bekleding door 'doorslag'. Het ondermijnen van de toplaag door filtermigratie en de belasting op de naburige elementen moeten worden beschouwd. Met name zuilenbekledingen hebben een grote reststerkte als er een zuil uit is. De leklengte wordt lokaal zeer klein. Zodra er behoorlijke spleten zijn, neemt de drukopbouw onder de naburige elementen af. Eventuele filtermigratie doet de drukopbouw lokaal, nabij de schade ook afnemen. (In het algemeen geldt juist dat een opgeschud filter doorlatender wordt, wat ongunstig is voor de toplaag stabiliteit.) Het leegzuigen van de filterlaag door het gat in de toplaag kan ondermijning geven waardoor de toplaag inzakt en de elementen hun samenhang door klemming verliezen, en nog slechts de weerstand hebben van een los element.

Belasting en sterkte van een dijkvak en/of dijkring

De foutenboom gaat voorbij aan het mogelijke probleem dat ontstaat als gevolg van de keuze voor het rekenen aan een dijkvak of zelfs aan een dwarsdoorsnede van een dijk en niet aan de dijkring. In [10] wordt de vraag opgeworpen welke kansbijdrage aan het bezwijken van één dijkvak met een bepaalde dwarsdoorsnede toegekend moet worden.

Kansbijdragen van een dijkvak moeten logischerwijs afhankelijk zijn van de lengte van een dijkvak. Voor bekledingen kan deze afhankelijkheid eenvoudig geïmplementeerd worden door:

- a) statistisch te rekenen aan zwakke plekken, hetzij in de kans op een los element, hetzij in de kans op het deels ontbreken van normaalkracht en
- b) te rekenen met aangepaste aantallen golven. (Op een lange dijk komen immers meer golven (met eindige golfkamlengte) aan dan op een dwarsdoorsnede van 1 m.)

Uitbreiding foutenboom

In het navolgende wordt de nieuwe tak van de foutenboom uitgebreid met het oog op de mogelijke toetspraktijk in de nabije toekomst waarvoor, in aansluiting op de huidige praktijk, aanbevolen wordt deterministische berekeningen uit te voeren voor meer gebeurtenissen dan nu het geval is.

Dit kan worden gedaan met behulp van de scenario's voor de toelaatbaarheid van gevolg-gebeurtenissen.

6.4 Scenario's toetsing bekledingen

De veiligheidsfilosofie bij toetsing van bekledingen moet ingegeven worden door een visie op wat de 'constructieve veiligheid' van een dijk en/of een dijkbekleding moet zijn.

Bij wijze van een gedachten experiment wordt in deze paragraaf uitgewerkt hoe men op basis van de huidige kennis en de resultaten van nu reeds lopend onderzoek hiermee om zou kunnen gaan.

Er worden een conservatief en een economisch scenario uitgewerkt voor wat betreft 'rekenen op klemming in de toplaag' en 'acceptatie van schade bij toetsing'. Deze twee

scenario's moeten worden opgevat als de uitersten van een spectrum aan mogelijkheden voor acceptatie van schade.

Wij gaan voor dit voorbeeld uit van een zeedijk met bekleding van bijvoorbeeld basalt met ingewassen voegen, een moderne constructie waarbij ingeschat wordt dat rekenen op klemming de rekenkundige stabiliteit van de toplaag met een factor 2 à 2,5 vergroot.

Toetsing van de stabiliteit van deze bekleding met mederekening van klemming geschiedt deterministisch. Bij een bepaalde golfhoogte hoort een belasting, een respons en al dan niet falen. De golfhoogtes worden gekozen aan de hand van de frequentie van voorkomen. Voor de stochastische parameters van de bekledings(sterkte)eigenschappen, de modelonzekerheden in de responsie en het falen van de bekleding worden partiële veiligheidsfactoren ingevoerd. Op deze wijze kan met deterministische berekeningen een semi-probabilistische berekening worden gemaakt

6.4.1 Golfbelasting

De golfhoogtes zijn Rayleigh-verdeeld. Bij aanname van een stormduur (deze is namelijk niet gegeven in de Hydraulische randvoorwaarden) kan het aantal golven geschat worden. Hiervoor wordt de gemiddelde golfperiode T_g gebruikt. Er wordt een bepaalde bij benadering constante golfsteilheid aangenomen. De gemiddelde, de significante en de piekperiode hebben een vaste verhouding tot elkaar. Hieronder wordt voor twee fictieve locaties voor een stormduur een complete set golven berekend. De hoogte van de hoogste golf wordt aangepast zodat er precies één golf van die grootte voorkomt. Deze wordt H_{ext} genoemd. De waterstand is niet constant. Deze neemt evenals de golfhoogte toe gedurende de stormduur. Feitelijk zijn de golfhoogte en de waterdiepte zelfs gecorreleerd.

(In de rekenmethodes wordt uitgegaan van de significante golfhoogte H_s aan de teen van het talud. Voor brekende golven is de significante golfhoogte per definitie gelijk aan het gemiddelde van het hoogste $\frac{1}{3}$ deel van de golven.)

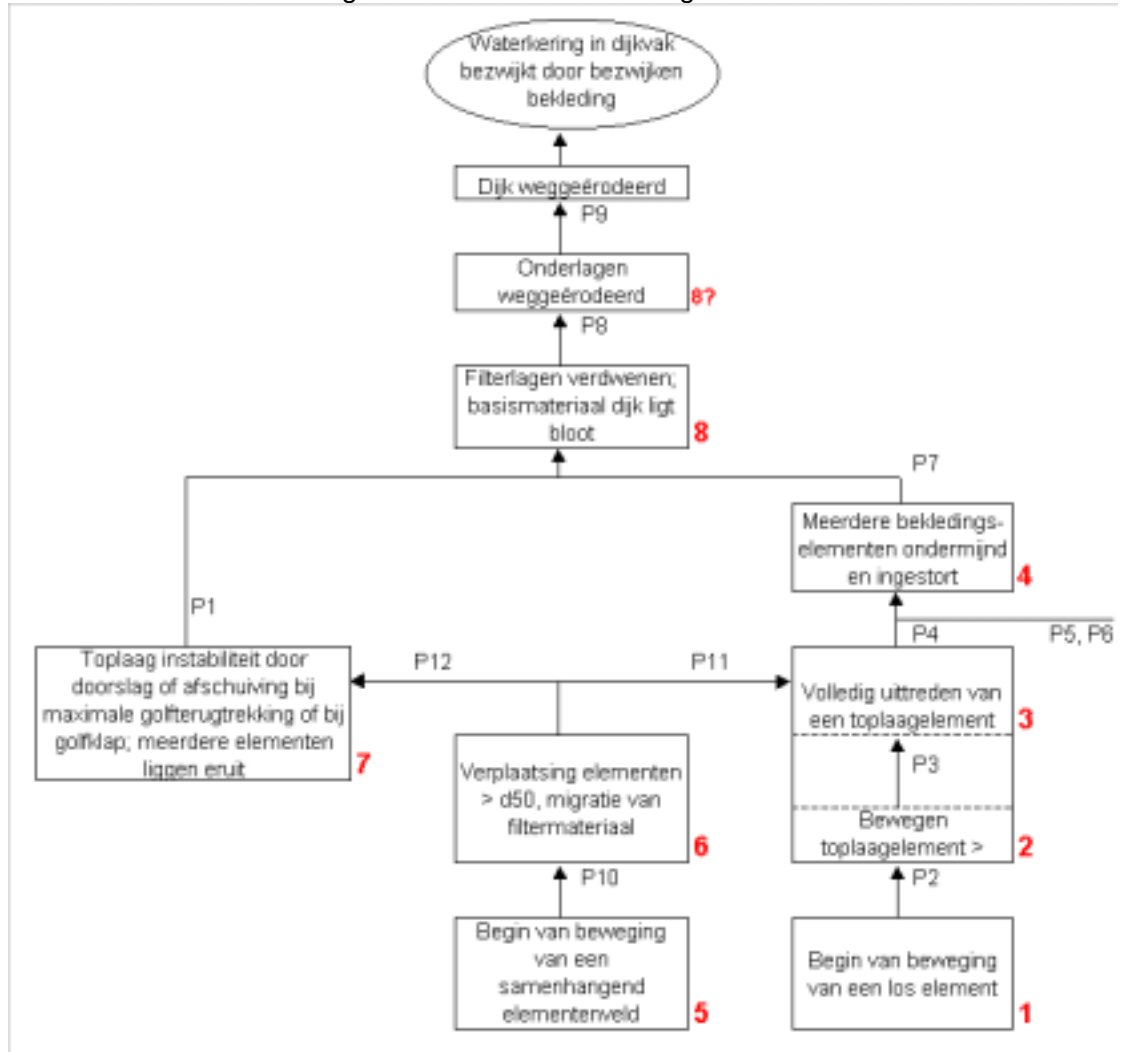
Fictieve Hydraulische randvoorwaarden voor resp. Westerschelde dijken en de Waddenzeedijk

Normfrequentie 1/4000 Toetspeil 5,5 +Ref				Normfrequentie 1/4000 Toetspeil 4,8 +Ref					
H_s [m] = $H_{1/3}$	2.4		stormduur [hr]	H_s [m] = $H_{1/3}$	1.8		stormduur [hr]		
T_g [s]	5.5		6	T_g [s]	3.8		6		
T_s	6.5		aantal golven	T_s	4.5		aantal golven		
T_p	7.2		3910	T_p	5.0		5630		
H_s / L_{op} [-]	0.03			H_s / L_{op} [-]	0.04				
	H_i/H_s	H_i [m]	kans P dat $H > H_i$	aantal golven $> H_i$		H_i/H_s	H_i [m]	kans P dat $H > H_i$	aantal golven $> H_i$
	0.59	1.4	50%	1955		0.59	0.9	50%	2815
	1	2.4	13.5%	529		1	1.6	13.5%	762
	1.2	2.9	5.6%	219		1.2	1.9	5.6%	316
	1.4	3.4	2%	78		1.4	2.2	2%	112
	1.8	4.3	0.2%	6		1.8	2.9	0.2%	9
	2.03	4.9	0.03%	1		2.08	3.3	0.02%	1

Bij de golfbelastingen H_s , $H_{2\%}$ en H_{ext} worden conform onderstaande scenario's bepaalde gebeurtenissen toegelaten.

6.4.2 Gebeurtenissen

Foutenboom met uitbreiding van het aantal te toetsen gebeurtenissen.



6.4.3 Scenario's

'Conservatief' scenario

Gebeurtenis	H_s	$H_{2\%}$	H_{ext}
Storm 1 / 4000 jaar	1 en 5 Begin van beweging los toplaag element	2 of 3 Los toplaag element juist stabiel	7 Toplaag juist sterk genoeg op klemming; losse elementen vliegen er dan uit; statische analyse over hoeveelheid schade

Gebeurtenis	H_s	$H_{2\%}$	H_{ext}
Storm 1 / 100 à 1 / 400 jaar	–	1 en 5 Begin van beweging los toplaag element	2 of 3 Los toplaag element juist stabiel
Storm 1 / jaar	–	–	1 en 5 Begin van beweging los toplaag element

'Economisch' scenario

Gebeurtenis	H_s	$H_{2\%}$	H_{ext}
Storm 1 / 4000 jaar	2 of 3 Los toplaag element juist stabiel	7 Toplaag juist sterk genoeg op klemming; losse elementen vliegen er dan uit; statische analyse over hoeveelheid schade	8 Bekleding faalt Toplaag-elementen en filtermateriaal migreren. Reststerkte benutten.
Storm 1 / 100 à 1 / 400 jaar	6 Voor samenhangende toplaag elementen geen verplaatsing toelaten > d_{50}	2 of 3 Los toplaag element juist stabiel	7 Toplaag juist sterk genoeg op klemming; limiet op verplaatsing geklemde elementen teneinde filter stabiel te houden; losse elementen eruit
Storm 1 / jaar	1 Begin van beweging los toplaag element	6 Voor samenhangende toplaag elementen geen verplaatsing toelaten > d_{50}	2 of 3 Los toplaag element juist stabiel

De keuze voor een scenario moet afhangen van de geaccepteerde gevolgschade. Daartoe moet veel beter dan nu bekend zijn wat de veiligheid van het totale systeem is. Het is nu onduidelijk of het conservatieve dan wel het 'economische' scenario de meeste realiteitszin heeft. Uiteindelijk moet er één scenario zijn, dat volledig geënt is op een 'sluitende' veiligheidsfilosofie en dat ook economisch is.

Om de gedachten te bepalen is hieronder aangegeven waar de keuze voor de scenario's op gebaseerd zou kunnen zijn.

Gebeurtenis	te voorkomen gevolg-gebeurtenis
Storm 1 / 4000 jaar	inundatie polder
Storm 1 / 100 à 1 / 400 jaar	verloren gaan bekleding
Storm 1 / jaar	intensief beheer

6.5 Bepaling constructieve veiligheid in toplaagresponsieberekeningen

Het falen van de toplaag is in alle bovengenoemde scenario's onder bepaalde omstandigheden een ongewenste gebeurtenis.

Gegeven het optreden van de belasting, stellen we bijvoorbeeld dat de kans op het gevolg 5% mag zijn. De parameters van de sterkte van de bekleding moeten worden voorzien van partiële veiligheidsfactoren, die zijn gebaseerd op de variatiecoëfficiënten van deze parameters.

Alle stappen van de berekening met het liggermodel hebben onzekerheden. In de onderstaande tabellen worden deze aangeduid en wordt tevens aangegeven hoe met deze onzekerheden moet worden omgegaan.

6.5.1 Onzekerheden belastingmodel

Van hydraulische randvoorwaarde naar brekergedrag (voor golfterugtrekking en golfklap)

Parameter / gebeurtenis	Huidige stand van kennis / implementatie	Mogelijke ofwel gewenste aanpassing / aanscherping
breker top hoogte Φ_b	Bij onregelmatig golfspectrum is 2% waarde bekend uit proefnemingen. Kan beschouwd worden als behorend bij $H_{2\%}$.	–
plaats van maximale golfterugtrekking	Deterministisch bepaald. Behoort bij set parameters die samen een 2% golf representeren.	Plaats variëren; mogelijk afhankelijk van hoe groot de voorafgaande golf was. Stochastisch beschrijven.
treedt golfklap op?	Is afhankelijk van ξ en van andere randvoorwaarden. Wordt bij toetsing afgedekt met de 6 ξ -regel en met een benaderende formule met verhoging van de waarde van Φ_w .	Wellicht is voor een bepaalde range van ξ een kans vast te stellen.
grootte golfklapdruk	Nu empirisch bepaald; grote onzekerheid; toepassing buiten range van proefnemingen absoluut ongewenst in verband met ontbreken fysisch model	Stochastisch maken
plaats golfklap	Onzeker, beperkt aantal empirische gegevens uit gemeten drukverlopen. Nu schatting genomen (deterministisch)	Stochastisch maken
spreiding in breedte	Niet gerekend met een eindige spreiding	Voor golfterugtrekking zo houden Voor golfklap inbouwen in model (aanvankelijk deterministisch, later als stochast)

Van brekergedrag op het talud naar drukverschil over de toplaag

Parameter / gebeurtenis	Huidige stand van kennis / implementatie	Mogelijke ofwel gewenste aanpassing / aanscherping
Conditie filter / inwasmateriaal voegen	Verwerking in parameter leklengte. Parameter vervult sleutelrol. Is gebaseerd op fysisch model. Parameter kan theoretisch worden bepaald, maar wordt ook gekalibreerd aan resultaten van proefnemingen.	Leklengte blijven gebruiken; Kalibratie gebruiken om spreiding te schatten. [Klein Breteler, 29] geeft reeds aanbeveling voor een onzekerheidsfactor of Δ -term op Δ .
Inzanding voegen / Inzanding filter	Geeft goed beeld van werkelijke conditie van voegen en filter. Maakt echter nadere empirische beschrijving van de sterkte van bekledingen waarbij Δ een variabele is discutabel.	Risico uitdrukken in een kans op verandering van de leklengte, dan wel op het van belang zijn van andere parameters (verhinderde toestroming)
Openheid filter bij drukopbouw / druktransmissie in golfklap	Geen fysisch model; zuiver empirisch	Ontwikkeling model

6.5.2

Onzekerheden responsiemodel

Van belasting op de toplaag naar buigende momenten en verplaatsingen

Parameter / gebeurtenis	Huidige stand van kennis / implementatie	Mogelijke ofwel gewenste aanpassing / aanscherping
Stijfheid van de pakking van de toplaag	Schatting, deterministische gerekend met hoog / laag combinaties	–
Conditie / elasticiteit van de bedding	Gevoeligheidsanalyses doen en vervolgens inschatten wat de relevantie van variëren van deze parameters is.	–
Aanwezigheid onregelmatigheden in voegen	Nu geen rekening meegehouden; handmatig controle van de mogelijke verstoren invloed op capaciteit is gering	
Werking in breedte richting	Nu niets mee gedaan	
Hoogte freatische lijn in het filter (bepaalt effectief gewicht blokken)	Aanname	Stochastisch maken
Verhindering toestroming	Nu niet in liggermodel geïmplementeerd	Wel mogelijk; zinvol voor golfklap belastingen
Traagheid	Nu niet in liggermodel geïmplementeerd	Wel mogelijk; zinvol voor golfklap belastingen

6.5.3 Onzekerheden faalmodel

Toetsing optredende buigende momenten en verplaatsingen aan capaciteit

Parameter / gebeurtenis	Huidige stand van kennis / implementatie	Mogelijke ofwel gewenste aanpassing / aanscherping
Aanwezigheid klemming	Per bekledingstype wordt klemming verondersteld al dan niet aanwezig te zijn; toetsing met trekproeven	Andere testen voor pakking en aanwezigheid normaalkracht ontwikkelen
Aanwezigheid normaalkracht in de richting langs de helling van de dijk	Niveau vanwaar af deze (initieel of na ingolven) aanwezig is, wordt aangenomen	Stochastisch maken, of aanvullend modelleren en berekenen
Onregelmatigheden aan elementen of in voegen maken klemming instabiel	Niet meegenomen	In model introduceren (stochastisch)

6.5.4 Aanbevolen partiële veiligheidsfactoren

Van alle genoemde en ook van mogelijke andere onzekerheden moet ofwel een veilige aanname worden gedaan, waarmee gerekend kan worden, ofwel moet met (a) een gevoeligheidsanalyse, (b) hoog/laag combinaties en (c) partiële veiligheidsfactoren een beeld ontstaan van de constructieve veiligheid van de toplaag.

In het nu 'werkende' model is alles deterministisch. Een onzekerheid op de parameter leklengte, die bij wijze van spreke resulteert in een partiële veiligheidsfactor van 1,5, moet in de berekening verwerkt worden door de berekening twee maal te maken, eenmaal met en eenmaal zonder de veiligheidsfactor.

Dit geeft een beeld van hoe variatie van de belangrijkste parameters doorwerkt in de resultaten.

Aanbevolen partiële veiligheidsfactoren:

Plaats golfterugtrekking	empirische waardes Rond Front voor de H _{2%} dimensieloos maken en hanteren voor alle golven.
Plaats golfklap	deterministisch met licht conservatieve aannamen
Leklengte	$\gamma_m = 1,5$ (vrij naar aanbeveling uit [Klein Breteler, 29])
E-modulus toplaag	$\gamma_m = 1,0$ voor ULS berekeningen (variatie heeft nauwelijks invloed) $\gamma_m = 2,0$ voor SLS berekeningen voor de verplaatsing van de geklemde elementen
beddingconstante k_s	$\gamma_m = 1,0$ (variatie heeft nauwelijks invloed)
Plaats waar beneden normaalkracht aanwezig is	SWL betreffende storm SWL – ½ H _s of: SWL van jaarlijkse storm
Grootte normaalkracht	$\gamma_m = 1,3$ voor ULS berekeningen (geschatte waarde, variatiecoëfficiënt onbekend) $\gamma_m = 1,0$ voor SLS

Deze partiële veiligheidsfactoren zijn slechts indicatief en dienen te zijn gebaseerd op nader onderzoek en beproeving van de conditie van bekledingen.

7 RESULTATEN EN DISCUSSIE

De resultaten van de berekeningen aan klemming worden gepresenteerd in de vorm van de dimensieloze sterkte van de bekleding tegen golfbelasting $H/\Delta D$.

Bij de golfklap belasting en ook bij de golfterugtrekking, waar het stijghoogteverschil over de toplaag Φ_w naast van de golfhoogte H ook sterk afhankelijk is van de leklengte, kan het effect van klemming op de sterkte van de bekleding beter uitgedrukt worden in $\Phi_w/\Delta D$.

Deze parameter $\Phi_w/\Delta D$ is te beschouwen als de 'klemfactor'. De toplaag kan een waterdruk van $\Phi_w/\Delta D$ maal het effectieve eigen gewicht ΔD doorstaan.

7.1 Golfklapberekeningen

De resultaten van berekeningen met het responsiemodel voor de golfklap (zie paragraaf 3.4 en appendix F) kunnen worden gebruikt om enige afhankelijkheden in de werking van klemming aan het licht te brengen.

Er wordt daarbij onderscheiden tussen de

- effecten van de aannames in het belasting model en de
- effecten van de aannames in het responsie model en de parameters van talud en bekleding

Effecten aannames in belastingmodel

De beperkingen van de schematisering van de golfklapbelasting zijn:

- empirische waarden van golfklapdruk en –plaats geldig bij $1 < \xi_{op} < 2$
- op basis van de weinige proeven is gekozen voor een constante verhouding:
 $\Phi_w = 0.69H$
- de grootte van het aangevallen gebied van de toplaag is afhankelijk van Φ_b

De optredende momenten zouden daarmee afhankelijk kunnen zijn van H^2 of zelfs H^3 . De golfhoogte H zit dan immers in de grootte van de belasting op het liggermodel en in de lengte van de ligger, en $M = c qL^2$. Dit is onderzocht. De afhankelijkheid blijkt niet spectaculair.

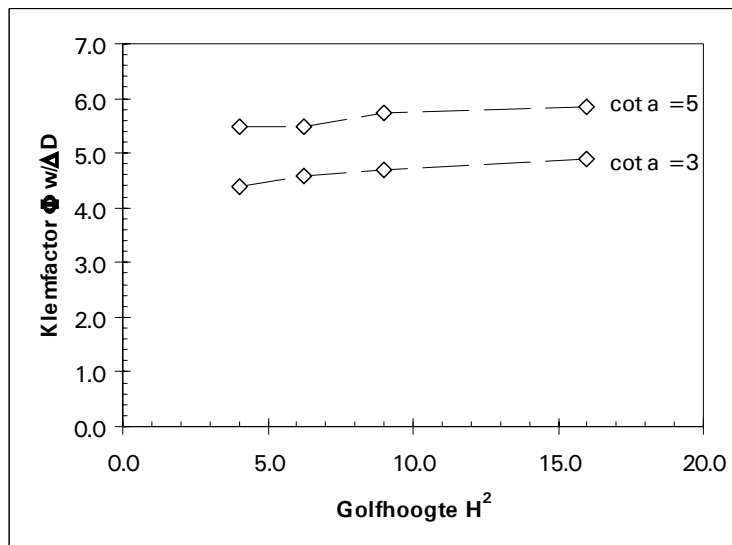
Wel blijkt er invloed te zijn van de aanname van $\Phi_w = 0.69H$. Dit wordt besproken in paragraaf 7.1.4.

Berekening uitgevoerd met:

$$H/L_0 = 0.04$$

$$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$$

(figuur op volgende bladzijde)



Effecten aannames in responsiemodel en parameters van talud en bekleding

Het responsie model voor de golfklap is eenvoudiger gemaakt dan voor de golfterugtrekking, en dien tengevolge zijn er geen afhankelijkheden meer waarneembaar van de stijfheid van de toplaag en de bedding.

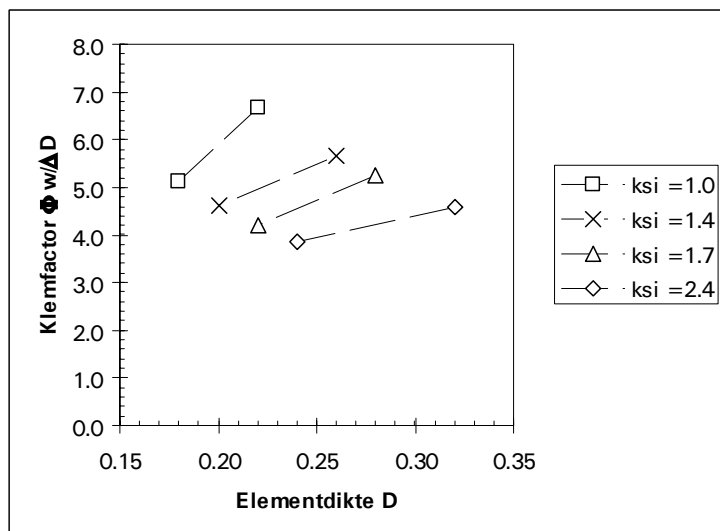
Afhankelijkheid van de toplaagelementdikte, de taludhelling, de brekerparameter en uiteraard van de mate van de klemming is er wel. Deze worden hieronder besproken.

7.1.1 Afhankelijkheid van de toplaagelementdikte D

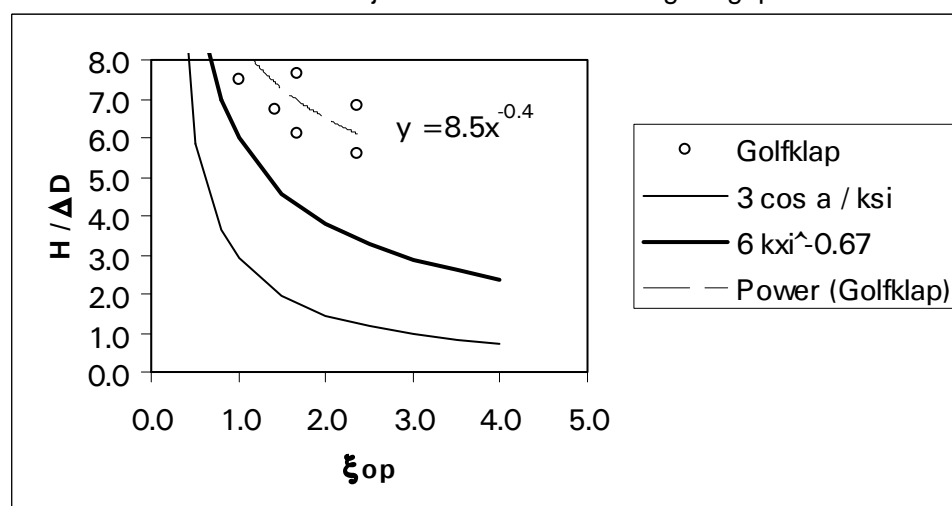
De moment capaciteit $M_0 = N \frac{1}{2}D$ is afhankelijk van de netto N en van D . De normaalkracht N is zelf afhankelijk van $\rho g \Delta D$ en de taludhelling. Hieruit volgt dat de sterkte van de bekleding een functie is van ΔD^2 . De sterke afhankelijkheid van D , namelijk in het gewicht en in de hefboomsarm, blijkt uit de in de onderstaande figuur gepresenteerde variatiestudie. Bij diverse cases is gevarieerd met het soortelijk gewicht van de elementen ρ_s en is vervolgens de benodigde toplaagdikte berekend. Het blijkt dat er op deze wijze in qua belasting identieke gevallen, verschillen in de waarde van de stabiliteitsparameter $H/\Delta D$ ontstaan. Het blijkt echter dat ΔD^2 constant is.

Berekeningen uitgevoerd met:

cot α	H/L ₀	ξ_{op}	H	Φ_w	Berekende benodigde bekledingsdikte				voor beide waarden van ρ_s blijkt: $\Delta D^2 =$
					resultaat bij $\rho_s = 2200 \text{ kg/m}^3$		resultaat bij $\rho_s = 2900 \text{ kg/m}^3$		
					D	ΔD	D	ΔD	
5	0.04	1.0	2.5	1.7	0.22	0.26	0.18	0.33	0.12
5	0.02	1.4	2.5	1.7	0.26	0.30	0.20	0.37	0.09
3	0.04	1.7	2.5	1.7	0.28	0.33	0.22	0.41	0.07
3	0.02	2.0	2.5	1.7	0.32	0.37	0.24	0.45	0.06



De resultaten voor deze set zijn in de onderstaande figuur geplot als $H/\Delta D$.



7.1.2 Afhangelijkheid van de taludhelling

Uit voorlopige resultaten van de studie naar inklemming ontstond onder meer de indruk dat er een invloed van de taludhelling \sec was. Elementen op een steiler talud liggen in het vlak van de toplaag beter geklemd dan elementen op een flauwer talud.

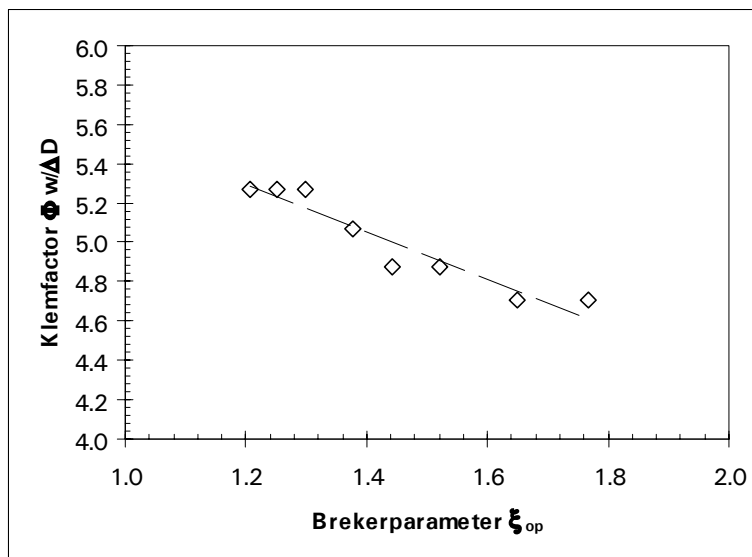
Er zijn diverse variatiestudies uitgevoerd. Daarbij blijkt dat er nauwelijks een onafhankelijke invloed van de taludhelling is. De invloed is er wel, maar dan verwerkt in de brekerparameter ξ_{op} . Het feit dat er geen significante invloed is, kan verklaard worden uit het gegeven dat op een flauw talud de eigen gewichtscoscomponent ($\cos\alpha$) die de uplift tegengaat juist het grootst is. Tevens is het zo dat in het faalmodel gebruik wordt gemaakt van het opduwen van enige boven de waterlijn liggende elementrijen. Deze genereren extra normaalkracht uit wrijving op de bedding. Deze capaciteit is ook afhankelijk van $\cos\alpha$.

7.1.3 Afhangelijkheid van de brekerparameter

Zoals gezegd blijkt er wel een afhankelijkheid van de brekerparameter. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door het feit dat bij de minder steile golven (grote ξ_{op}) de golven zich verder terugtrekken en een hoger golffront Φ_b hebben. De druk Φ_w is constant (bij dezelfde H), doch de hoogte van het golffront Φ_b bepaalt de plaats van de golfklap en daarmee ook de lengte van het veld dat opgelicht wordt.

- De golfterugtrekking naar een dieper gelegen punt is gunstig voor klemming: daar is de normaalkracht groter.
- De grotere lengte van het opgelichte veld is ongunstig voor klemming: het buigend moment in de toplaag neemt hierdoor toe.

Het laatste effect is dominant. Vandaar de afname van de klemfactor bij toenemende waarde van ξ_{op} .



Berekeningen uitgevoerd met:

$$\cot \alpha = 4$$

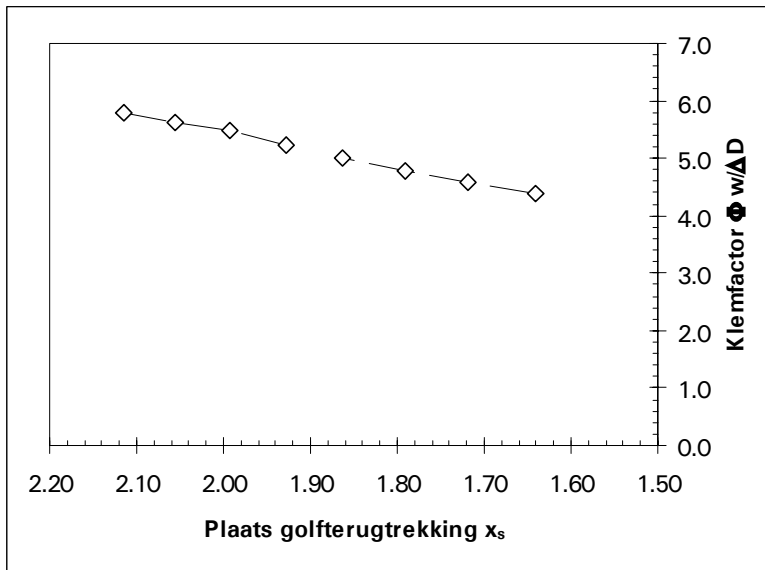
$$H/L_0 = \text{variatie van } 0.02 \text{ tot } 0.043$$

$$H = 3 \text{ m}$$

$$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$$

Overigens is het zo dat het niet zeker is dat de aanname van constante Φ_w correct is. De hier gebruikte variatie van waarden van $H_s T_p$ gaat de waarden van de proefnemingen te buiten. Dit is deels een schaafeffect. Mogelijk is er echter ook een effect van de golfsteilheid op de grootte van de verschuldruk, dat (nog) niet in de empirische formules is verwerkt. Als dit overigens het geval zou zijn, wordt de geschetste trend nog versterkt.

Om het effect van de golfterugtrekking x_s duidelijk te maken, is er ook een studie gedaan met een constant gehouden golfsteilheid H/L_0 en variatie van de taludhelling α . Van de taludhelling is eerder vastgesteld dat deze geen zelfstandige invloed heeft. x_s neemt toe op een flauwer wordend talud. De lengte waarover zich normaalkracht opbouwt is dan groter, en zo neemt de klemfactor toe.



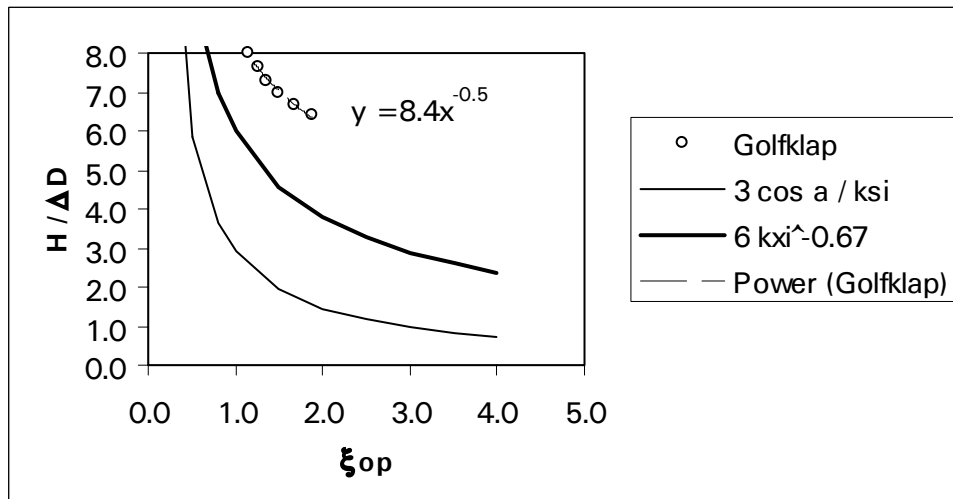
Berekeningen uitgevoerd met:

$H = 2.5 \text{ m}$

$H/L_0 = 0.04$

$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$

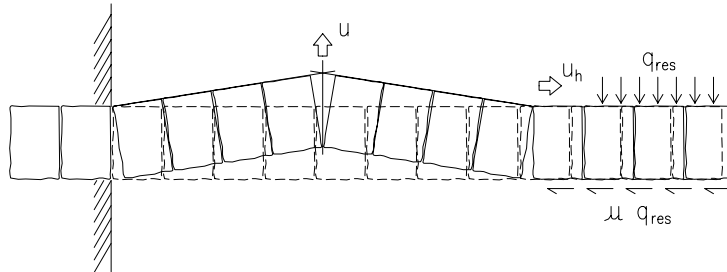
Dezelfde berekeningresultaten uitgedrukt in $H/\Delta D$:



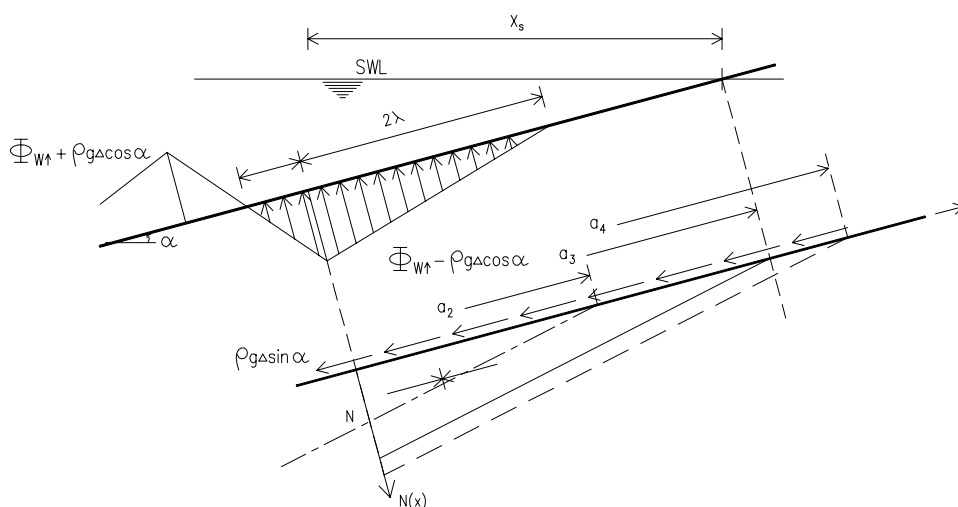
7.1.4 Invloed grootte van de Normaalkracht

De invloed van de grootte van de normaalkracht is bestudeerd door deze telkens beneden een bepaald niveau als ontwikkeld te beschouwen. De gehanteerde niveau's zijn als volgt gedefinieerd:

- “Goede klemming”
De elementen liggen in vaste pakking en de voegvullingsgraad is hoog. Er is zeer weinig rek door ‘verdichting’ mogelijk, $\varepsilon < 0.005$. daardoor leidt het ‘bijna’ uitbreken van elementen tot een vergroting van de normaalkracht, waarbij de elementen tot een niveau $z = \text{SWL} + h_f$ tegen elkaar geklemd worden, en ten gevolge van het schuiven op de granulaire laag een wrijvingskracht genereren. (De langs het talud gemeten lengte van ontwikkeling van N wordt aangeduid met a4.)



- “Matige klemming”
De elementen liggen in matig vaste pakking en de voegvullingsgraad is adequaat, dan wel de elementen liggen zonder voegvulling koud tegen elkaar. De mogelijke rek door ‘verdichting’ is beperkt, $\varepsilon < 0.008$.
Daardoor leidt het ‘bijna’ uitbreken van elementen tot een lichte vergroting van de normaalkracht. Er werd reeds verondersteld dat er tot het niveau van het SWL initieel normaalkracht aanwezig is door zwaartekracht. Bij bijna uitbreken van een matig geklemd veld wordt aangenomen dat de elementen tot het niveau $z = \text{SWL}$ een geringe vergroting van de normaalkracht ontleen aan wrijving op de granulaire laag. (De langs het talud gemeten lengte van ontwikkeling van N wordt aangeduid met a3.)
- “Weinig klemming”
De elementen liggen in vrijwel losse pakking. De elementen liggen echter nog wel zo strak tegen elkaar dat ze er per element niet los uitgenomen kunnen worden. De mogelijke rek door ‘verdichting’ $\varepsilon > 0.008$. Initieel is er normaalkracht tot aan het niveau waarop een opwaarts stijghoogteverschil aanwezig is bij golfte rugtrekking. (De langs het talud gemeten lengte van ontwikkeling van N wordt aangeduid met a2.)

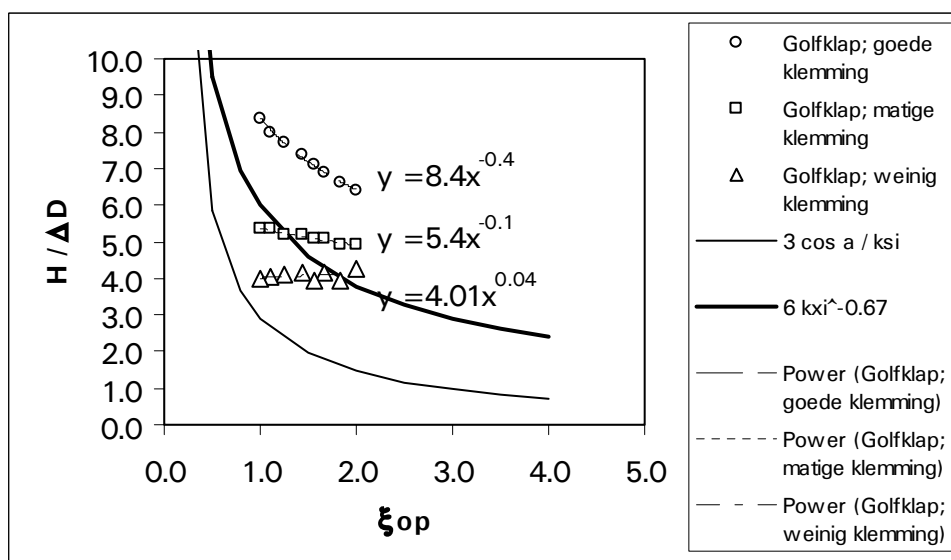
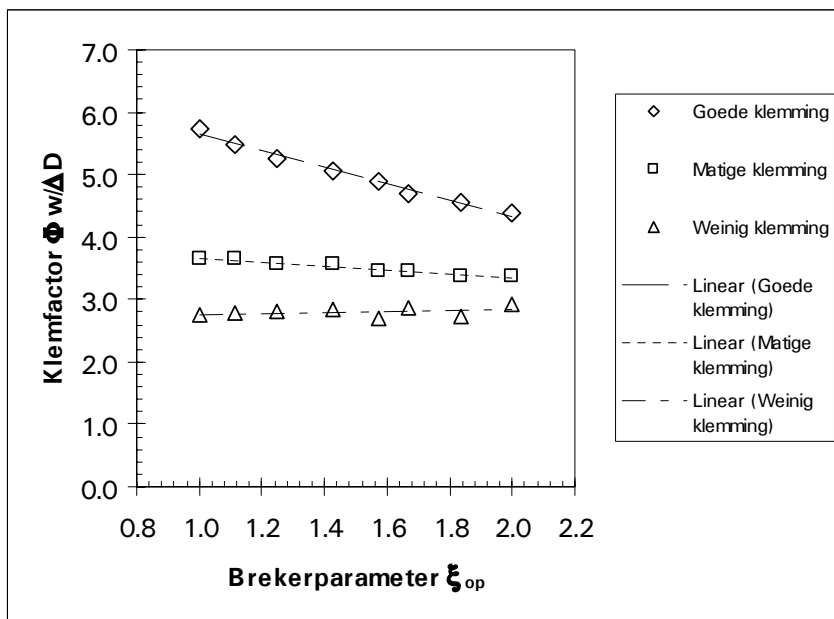


Het effect van deze verschillende niveau's van klemming op de resultaten voor de sterkte van de bekleding is onderzocht door een serie met ξ_{op} van 1,0 tot 2,0 door te rekenen. De invoerwaarden zijn gegeven in de onderstaande tabel.

H = 3 m; $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$		
cot α	H/ L_0	ξ_{op}
5	0.04	1.0
4.5	0.04	1.11
4	0.04	1.25
3.5	0.04	1.43
3	0.04	1.67
2.5	0.04	2.0

In de figuren op de volgende bladzijden zijn ook waarden voor $\xi_{op} = 1.57$ en 1.83 geplot. Deze zijn berekend bij afwijkende waarden van H/ L_0 .

Het blijkt dat de klemfactor $\Phi_w/\Delta D$ afneemt bij afname van de grootte van de normaalkracht, hetgeen geen verwondering mag wekken. Ook is het zo dat, bij het gehanteerde golfklapmodel, de afhankelijkheid van ξ_{op} lijkt te verdwijnen. Dat is in overeenstemming met het feit dat het stijghoogteverschil constant is verondersteld, $\Phi_w = 0.69H$. Op het moment dat er geen bijdrage is van de normaalkracht moet de toplaagelementdikte zo gekozen worden dat $\Phi_w/\Delta D = 1.0$, ofwel $H/\Delta D = 1 / 0.69 = 1.45$, onafhankelijk van ξ_{op} . In de gehanteerde veronderstellingen voor normaalkracht zijn a_4 en a_3 gerelateerd aan het SWL, a_2 aan het punt van golfterugtrekking. Vandaar dat in de berekening van het geval "weinig klemming" ook reeds geen afhankelijkheid van ξ_{op} meer zichtbaar is. In werkelijkheid zal deze er nog wel zijn, omdat ook bij weinig klemming kan worden aangenomen de de klemming op een dieper niveau beter is dan op een hoger niveau. Niettemin geeft ook "weinig klemming" nog een factor $\Phi_w/\Delta D$ van ca. 2.6.



7.1.5 Vergelijking met Deltagootproeven

Het is opmerkelijk dat het geval “goede klemming” ogenschijnlijk de beste overeenkomsten geeft met de gemeten waarden in de Deltagoot, $F = \text{ca. } 7 \text{ à } 10$, soms ook hoger. Dit kan enigszins misleidend zijn omdat de Deltagootanalyses [Klein Breteler, 27] reeds laten zien dat er dankzij gemeten, dan wel veronderstelde effecten van traagheid van de beweging van de elementen en van verhindering van toestroming, reeds met een denkbeeldige factor Γ_{klem} van ca. 2,0 een waarde van 7 voor de stabiliteitsparameter F wordt gevonden.

In termen van de Deltagootanalyses geldt hier voor het geval “weinig klemming”:
 $\phi_{2\%} / \Delta D = 2.85$ en $\Phi_w / \Delta D = 2.6$.

In de Deltagoot werd bij representatieve proeven voor gemiddeld sterke bekledingen (serie 20) bij $\phi_{2\%} / \Delta D = 2.4$ à 2.6 begin van beweging van de elementen gemeten, en bij $\phi_{2\%} / \Delta D = 3,0$ à $3,6$ schade waargenomen. De theoretisch benodigde klemfactor Γ_{klem} bedroeg 1.6 à 2.0 .

Uit deze vergelijking blijkt dat de hier uitgevoerde berekeningen “weinig klemming” goed overeenkomen met het tijdstip van begin van beweging in de uitgevoerde Deltagoot proeven. Voordat in deze proeven schade ontstond, zou het volgens het hier gehanteerde rekenmodel mogelijk geweest moeten zijn dat een groter deel van de gemeten sterkte aan klemming is toe te schrijven. Bij $\phi_{2\%} / \Delta D = 3,0$ gaan we richting het geval matige klemming met $\Phi_w / \Delta D > 3.0$.

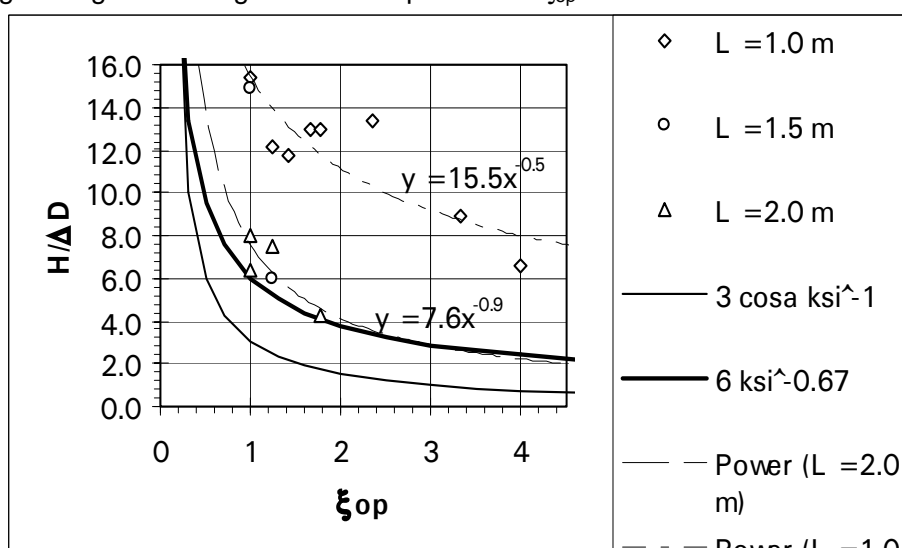
Wellicht kan dit resultaat leiden tot een herinterpretatie en -analyse van de proeven. Onduidelijk is namelijk of de verhinderde toestroming niet reeds (in enige mate) in de meetwaarden zit en voorts is het ook onzeker of de traagheid in alle gevallen gunstig werkt (zie paragraaf 4.3).

7.2 Golf terugtrekking

Voor het belastinggeval golf terugtrekking zijn berekeningen uitgevoerd met het in hoofdstuk 3 beschreven model. Dit model is opgebouwd uit een belastingmodel, een responsiemodel en een faalmodel. De berekeningsresultaten zijn golfbelastingen H , waarbij het grensgeval van falen door doorslag zich nog net niet voordoet. Een overzicht van de berekeningsresultaten in tabelvorm is gegeven in appendix G. Alle berekende gevallen gaan uit van “goede klemming” (zie voor definitie paragraaf 7.1.4).

7.2.1 Afhankelijkheid brekerparameter en leklengte

Hieronder zijn de resultaten uitgezet in de vorm van de dimensieloze parameter golfhoogte $H/\Delta D$ tegen de brekerparameter ξ_{op} .

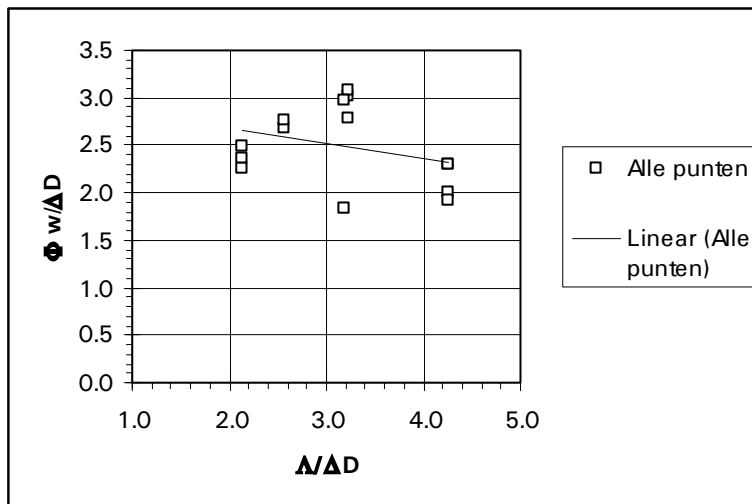


De golfhoogte H is hier de actuele golfhoogte waarbij de bekleding faalt, en dus niet de H_s van een golfspectrum waarvan de 2% belasting tot falen leidt. Er is onderscheid

gemaakt naar leklengte Λ (L in de figuur). De leklengte blijkt van grote invloed. Twee sets met berekeningen voor eenzelfde leklengte, namelijk voor 1.0 m en 2.0 m geven de mogelijkheid om een trendline te laten plotten. De resultaten voor $\Lambda = 1.0$ zijn gemiddeld 1.7 maal zo hoog.

Bij verwaarlozen van wrijvings- en klemkrachten treedt stabiliteitsverlies van een los element op bij $\Phi_w/\Delta D = 1$. Aangezien Φ_w/H nogal varieert, is een presentatie van de resultaten in de vorm van $\Phi_w/\Delta D$ meer inzichtelijk voor de mate van klemming.

Bij uitzetting tegen de leklengte Λ blijkt een dalende trend.

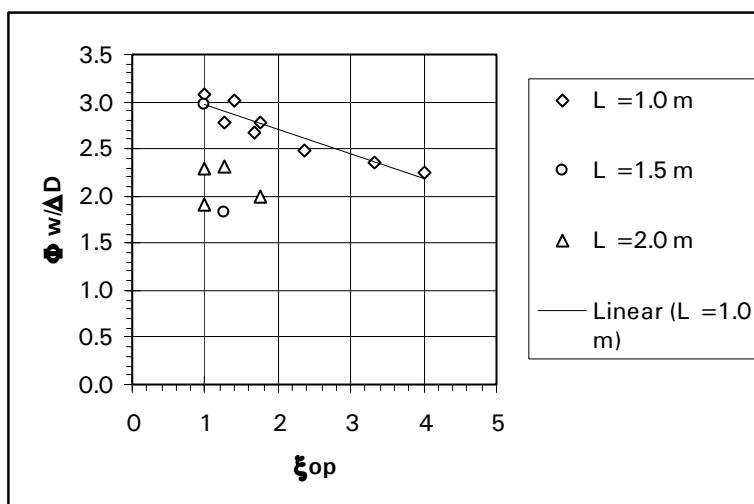
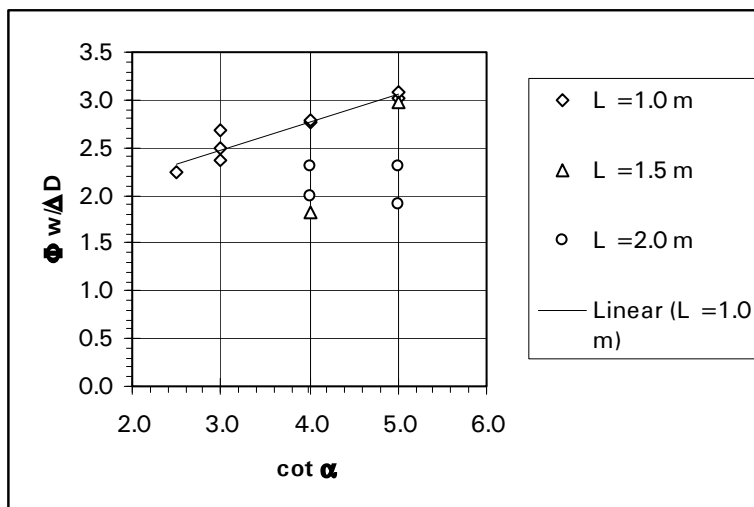


Bij presentatie van een set los blok berekeningen zou deze lijn constant zijn. De dalende trend wordt veroorzaakt door het effect van de lengte waarover de opwaartse verschildruk optreedt. Bij grotere leklengte is de belaste zone langer en treedt dus een groter moment op in de toplaag. Volgens deze redenering zou men een afhankelijkheid van $\Phi_w/\Delta D$ van Λ^2 kunnen verwachten. $H/\Delta D$ is dan afhankelijk van Λ^3 . De berekeningsresultaten geven de voorspelde trends slechts in flauwe vorm weer.

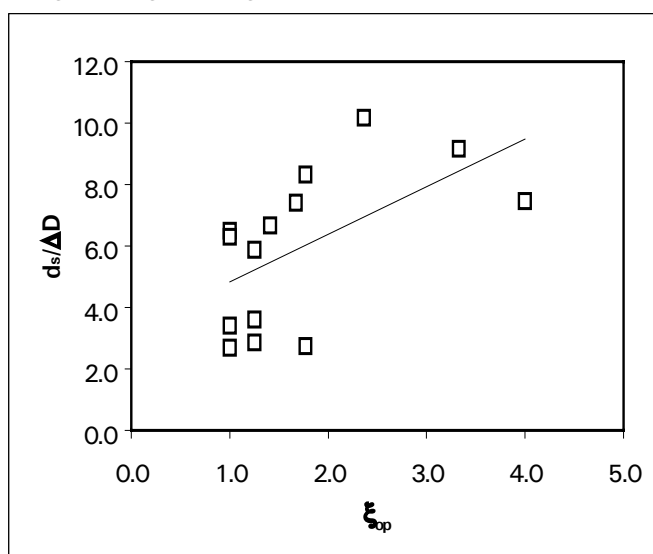
7.2.2 Afhangelijkheid helling talud en plaats van golfterugtrekking

Er blijkt een stijgende trend bij uitzetting tegen $\cot \alpha$. Hoe steiler het talud, hoe hoger de klemfactor. Op een steil talud is de normaalkracht door de zwaartekracht per m^1 bekleding groter.

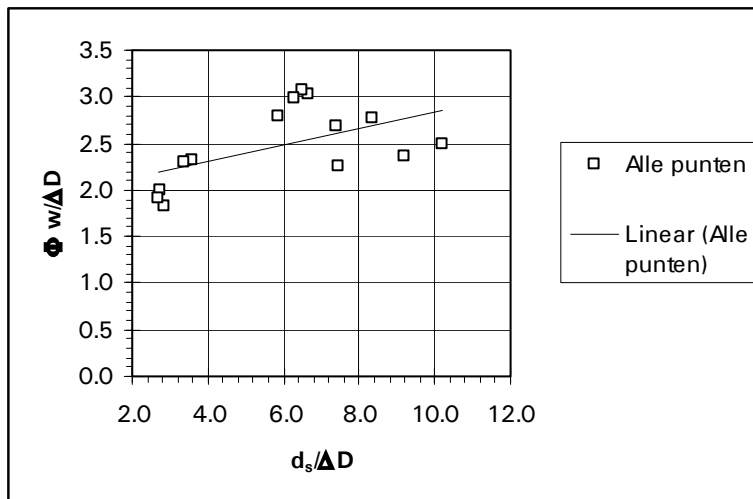
Er blijkt echter een dalende trend bij uitzetting tegen ξ_{op} . Dit wordt met name veroorzaakt door de plaats van golfterugtrekking. Bij aanname van aanwezigheid van normaalkracht in de toplaag op een wrijvingsloze bedding vanaf een bepaald (verticaal gemeten) niveau naar beneden, en bij aanname van een vaste diepte d_s van golfterugtrekking, is er theoretisch geen invloed van de helling op de grootte van de normaalkracht op het zwaarst aangevallen punt.



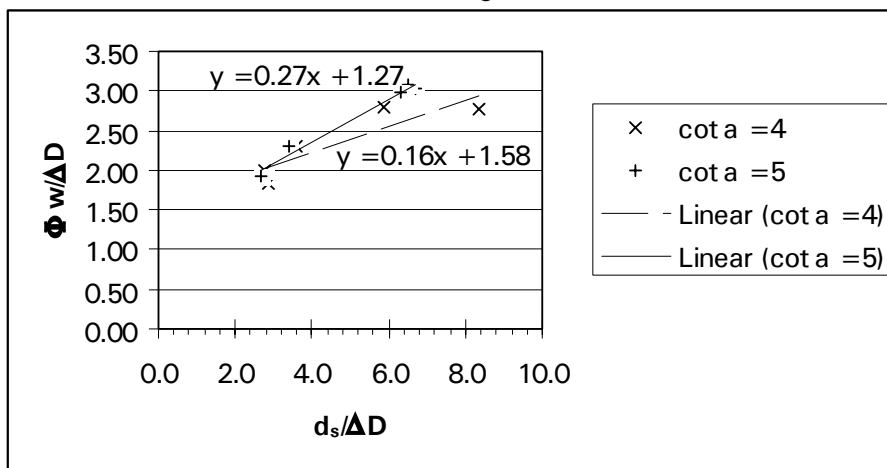
In de volgende figuur is voor de berekende punten uitgezet het (verticaal gemeten) punt van golfterugtrekking, wat tevens de positie van het zwaarst aangevallen element is.



Uitzetting van de resultaten $\Phi_w/\Delta D$ tegen d_s geeft een stijgende trend. Dit is verklaarbaar vanuit de aanwezigheid van de grotere normaalkracht bij grotere waarde van d_s . Zie voor het effect van de normaalkracht ook de discussie van de resultaten voor de golfklapbelasting (par. 7.1.4).



De invloed van de combinatie van de aangevallen diepte d_s en de helling $\cot \alpha$ kan worden gedestilleerd uit de volgende grafiek, waarin de waarden zijn gesorteerd in verschillende sets met constante helling.



De resultaten blijken te benaderen met de volgende formule:

$$\frac{H}{\Delta D} = \frac{\Phi_w}{H} \left(2 + \frac{d_s/\Delta D - 2}{\cot \alpha} \right) \text{ voor } 1.0 < \xi_{op} < 2.5$$

De waarden van Φ_w en d_s zijn te berekenen uit de golfbelasting op het talud en de stromingsformules voor de druk in het filter.

Voor $\xi_{op} > 2.5$ zijn er te weinig variaties berekend om een formule te kunnen afleiden. Gemiddeld is de klemfactor daar ca. 2.5.

7.2.3 Afhangelijkheid normaalkracht en conclusies klemming voor $1.0 < \xi_{op} < 2.5$

In 7.2.1 en 7.2.2 zijn gevallen gepresenteerd waarbij gerekend werd met aanwezigheid van normaalkracht bij bezwijken tot aan het niveau van de golftop. Deze berekeningen gelden voor de gevallen met “goede klemming”. Het blijkt met het ontwikkelde programma niet goed mogelijk om berekeningen te maken met (initieel) lage normaalkrachten. Uit de resultaten van berekeningen met het golfklap model is het mogelijk om het effect van de normaalkracht mee te nemen in de beschouwing en aanbevelingen te doen voor de klemfactoren.

De klemfactor waarmee de toelaatbare golfbelasting bij een bepaalde bekledingsdikte kan worden uitgerekend is gedefinieerd als:

$$\frac{H}{\Delta D} = C_{klem} \frac{H}{\Phi_w}$$

- “Goede klemming”. De in 7.2.2 afgeleide formule is op basis van gevallen van goede klemming. Dus geldt dat

$$C_{klem} = 2 + \frac{d_s/\Delta D - 2}{\cot \alpha}$$

Realiserende dat de goede klemming (bij aanname) resulteert in opbouw van normaalkracht tot aan het niveau van de brekertop Φ_b , is het ook mogelijk C_{klem} te relateren aan Φ_b . Het blijkt dat:

$$C_{klem} = 2 + 0.2 \left(\frac{\Phi_b}{\Delta D} - 5 \right), \text{ voor } 5 < \frac{\Phi_b}{\Delta D} < 10$$

- “Matige klemming”. Er wordt dan normaalkracht aanwezig verondersteld tot aan de SWL. Dit betekent dat de klemming kan worden gereduceerd met een factor Φ_b/d_s . Deze factor bedraagt altijd ca. 0.7. De klemfactor wordt hiermee:

$$C_{klem} = 1.4 + 0.7 \frac{d_s/\Delta D - 2}{\cot \alpha}$$

- “Weinig klemming”. De berekeningen voor dit geval zijn enigszins instabiel. Het blijkt dat de buigende momenten die ontstaan ten gevolge van de indrukking van de toplaag in de bedding ter plaatse van druk in de golftop reeds ontoelaatbaar groot zijn. Deze leiden niet tot bezwijken, doch maken een betrouwbare berekening van het momenten evenwicht niet mogelijk.

De klemfactoren zijn in dit geval sterker afhankelijk van de lek lengte dan in de gevallen van matige en goede klemming. Er wordt aanbevolen:

$$C_{klem} = 1.2 + 0.033 \left(12 - \frac{\Lambda}{\Delta D^2} \right) \text{ voor } \Lambda > 1.0 \text{ m}$$

Deze laatste formule is niet dimensieloos. De afhankelijkheid van ΔD^2 is bij kleine bogen echter zo evident dat er voor gekozen is om de aanbeveling zo te formuleren. Het is niet ondenkbaar dat bij kleinere waarden van Λ (< ca. 1.5) een afhankelijkheid van $\Lambda^2/\Delta D^2$ kan worden gevonden.

7.3 Verschillen in resultaten en overgangsgebied golfklap en golfterugtrekking

Kenmerkend voor de golfklap belasting is dat er een relatief klein gedeelte van de toplaag wordt belast met opwaartse waterdrukken. Hoe korter het gebied, hoe groter de klemfactoren. De waterdrukken ten gevolge van golfklapbelasting zijn (bij aanname op basis van Deltagootmetingen) maatgevend bij $\xi = 2$ à 2,5 en $\Lambda < 0,5$ à 0,7 m.

Voor de belasting bij golfterugtrekking is de grootte van het gebied sterk afhankelijk van de leklengte, en bij kleine leklengtes ($\Lambda < 1.0$ m) geldt dat het gebied relatief klein is. Bij de berekeningen van de responsie van de bekleding op golfterugtrekking worden echter relatief lage klemfactoren gevonden.

Een vergelijking van de gevonden waarden van C_{klem} is gepresenteerd in de tabel:

$\frac{H}{\Delta D} = C_{klem} \frac{H}{\Phi_w}$	Golfklap voor $\xi_{op} = 1.5$		Golfterugtrekking voor $\xi_{op} = 1.5$ en $\Lambda/\Delta D^2 = 6$	
	H/Φ_w	C_{klem}	H/Φ_w	C_{klem}
Goede klemming	$\frac{1}{0.7}$	5.0	$\frac{1}{0.3 \text{ à } 0.4}$	2.6
Matige klemming	$\frac{1}{0.7}$	3.5	$\frac{1}{0.3 \text{ à } 0.4}$	1.8
Weinig klemming	$\frac{1}{0.7}$	2.7	$\frac{1}{0.3 \text{ à } 0.4}$	1.4

De gevonden klemfactoren voor golfklapbelastingen zijn ca. een factor 2 hoger dan die van belasting van gelijke lengte die optreden bij golfterugtrekking. Dit wordt nu primair veroorzaakt door de constructiemodellen. Bij de elastische berekening van golfterugtrekking ontstaan ook momenten tengevolge van indrukking van de bekleding in de slappe bedding door de overdruk in de golf. Het golfklapresponsie model is slechts een evenwichtsmodel en verwaarloost deze bijdragen, waardoor de resultaten hoger uitkomen.

De indruk bestaat dat de uitkomsten van de huidige berekeningen voor de golfterugtrekking in lichte mate conservatief zijn en dat het model bij verfijning en eliminering van de genoemde effecten met hogere uitkomsten voor de klemfactoren kan komen.

Het responsiemodel voor de golfklap geeft mogelijk te gunstige uitkomsten. Echter omdat het gunstige effect van afdracht in twee richtingen bij de golfklap nog geïmplementeerd kan worden, wordt ingeschat dat de uiteindelijk te vinden klemfactoren ongeveer gelijk kunnen zijn aan de hierboven gepresenteerde waarden.

Door de verschillende klemfactoren zal de grens tussen het maatgevend zijn van golfklappen en golfterugtrekking opschuiven. Bekledingen onderworpen aan toetsing op golfklapbelastingen zullen sterker zijn dan momenteel wordt aangenomen op basis van de $6\xi^{-2/3}$ -regel.

Opgemerkt moet worden dat de mate van klemming eigenlijk ook als een variabele dient te worden beschouwd. Eenzelfde toplaag kan bij een korte 'belastinglengte' reageren als goed geklemd en bij een lange 'belastinglengte' als matig geklemd. Dit verschijnsel kan de verschillen tussen 'golfklap' en 'golfterugtrekking' bij de bekledingen met een wat grotere leklengte deels ongedaan maken.

8 CONCLUSIES

8.1 Ten aanzien van de rekenmodellen voor klemming

Het model waarbij een strook van de bekleding in de richting op de dijkhelling beschouwd wordt als een ligger van losse, door eigen gewicht tegen elkaar geklemde elementen op een elastisch bedding geeft verklaarbare en realistische resultaten voor inklemfactoren.

Tevens geeft het inzicht in de verschillende parameters die van invloed zijn op de klemming van de toplaagelementen.

Voor het belastinggeval golfterugtrekking blijkt dat de diepte (gemeten op de dijkhelling) van de aangevallen strook van de bekleding sterk afhankelijk is van de lek lengte. In het geval dat de lek lengte relatief groot is ($\Lambda > 1.0$ m) dan blijkt het liggermodel waarbij de toplaag juist voor falen over een zekere lengte los komt van de bedding een adequate modellering te zijn.

Bij relatief kleine lek lengtes ($\Lambda < 0.5$ à 0.7 m) blijkt de lokale belasting relatief grote dwarskrachten in de bekleding en sterke gradiënten in het buigend moment te geven. Omdat de afstanden waarover $D(x)$ en $M(x)$ significante variatie vertonen dan in de buurt komen van de afmetingen van de bekledingselementen is een liggermodel met een vrij veld en aangrenzend velden rustend op de granulaire laag minder adequaat. Het is dan ook zeer lastig om correcte berekeningsresultaten te verkrijgen. Dat ligt aan het model.

Uit ervaringen in de Deltagoot blijkt dat bij deze geringe lek lengtes het maatgevende stijghoogte verschil over de bekleding optreedt tijdens, dan wel juist na de golfklap. Voor deze golfklap is een vereenvoudigd responsie model afgeleid dat de invloed van klemming verdisconteert. Dit model geeft plausibele resultaten. De belangrijkste onzekerheden zitten in de belastingaannames.

Samenvattend:

Voor relatief 'open' bekledingen met $\Lambda < 0.7$ m	Voor relatief minder doorlatende bekledingen
Belastingmodel op basis van empirische formules uit de Deltagoot	Belastingmodel analoog aan Anamos, echter met gebruikmaking van de formules voor het Ronde golf front; omgewerkt voor regelmatige (deterministische) golven
Golfklap maatgevend verondersteld	Golfterugtrekking maatgevend verondersteld
Responsiemodel op basis van een beschouwing van evenwicht van krachten en momenten juist voor falen van de toplaag	Responsiemodel op basis van een elastische berekening van krachten en vervormingen van de toplaag op een elastische granulaire laag; berekening verplaatsing van toplaagelementen op basis van niet-lineair model van gaping van de voegen tussen de elementen
Faal model: doorslag van de bekleding tengevolge van overschrijding van de dankzij de normaalkracht in de toplaag aanwezige momentcapaciteit	Faal model: doorslag van de bekleding tengevolge van overschrijding van de dankzij de normaalkracht in de toplaag aanwezige momentcapaciteit

8.2 Ten aanzien van klemming door normaalkracht

De mate van klemming wordt conform de conventies uitgedrukt in $\Phi_w/\Delta D$, het opwaartse stijghoogte verschil over de toplaag gedeeld door de effectieve toplaagelementdikte.

De mate van klemming is sterk afhankelijk van de aanwezigheid van normaalkracht in de toplaag. De aanwezigheid van normaalkracht is essentieel. Zonder de normaalkracht is rekenen op klemming zinloos. Wat dan maximaal gevonden kan worden is niet meer dan haakweerstand bij uittreden van een enkel element. $\Phi_w/\Delta D \approx 1$.

Bij enige initiële normaalkracht wordt uittreden van losse elementen voorkomen, en treedt bij $\Phi_w > \Delta D$ boogwerking op. Het maatgevend hoofdfaalmechanisme 'toplaaginstabiliteit' is dan in mechanica termen: doorslag van de drukboog die ontstaat bij benutting van de klemkrachten.

De boogwerking geeft rek in het vlak van de bekleding. Deze rek genereert extra normaalkracht. In de richting op de helling van de dijk is deze normaalkracht begrensd door het gewicht van de elementen en de wrijving van de elementen op de filterlaag. (Dit laatste voor zover de elementen nog effectief op het filter rusten.)

Hoe kleiner de aangevallen diepte (gemeten in de richting op de helling van het talud), hoe groter deze rek. Met name bij golfklap belastingen en belasting door golfterugtrekking bij relatief kleine leklengtes is het potentieel voor gegenereerde extra normaalkracht relatief groot. Ook bij initieel weinig of matig geklemde bekledingen, mag daarom op klemming gerekend worden. De daarvoor aan te bevelen factor bedraagt ca. 2.5 voor een ingewassen zuilenbekleding.

Bij een grotere aangevallen diepte neemt de klemfactor voor het geval matige klemming af tot ca. 1,75.

Indien normaalkracht aangetoond kan worden zijn er ook voor matig geklemde niet ingewassen bekledingen en voor goed geklemde ingewassen bekledingen aanbevelingen te doen. De klemfactoren bedragen dan respectievelijk 2.5 voor golfterugtrekking en 3.5 voor een golfklap. Met name op dit punt, en op de mate van doorwerken van imperfecties op de aanwezigheid van normaalkracht en op de stijfheid, ontstaan verschillen in de bruikbaarheid van de theoretische resultaten in ontwerp en toetsmethoden.

Ondanks de vaak goede resultaten van trekproeven op diverse typen bekledingen kunnen alleen voor zuilenbekledingen met ingewassen voegen algemeen gelden aanbevelingen worden gedaan. Zie hiervoor blz. 88.

Enige interessante conclusies aangaande de invloed van parameters zijn:

- De invloed van de lengte waarover normaalkracht initieel aanwezig is, dan wel ontwikkeld kan worden is dominant.
- Er is een sterke invloed van ΔD^2 . Het is met andere woorden bij benutting van klemming minder interessant om een element met een groot soortelijk gewicht en

een kleine dikte toe te passen dan bij de dimensionering op basis van een 'los blok' filosofie. Met andere woorden: Liever meer D dan meer Δ .

- Er is een sterke invloed van de leklengte Λ . In de eerste plaats omdat deze de grootte van de piek van het stijghoogteverschil bepaalt en in de tweede plaats omdat deze de lengte waarover het stijghoogte verschil optreedt in belangrijke mate bepaalt. Het drukboogmodel werkt bij kleine en bij flauwe bogen. Bij flauwe bogen is echter de kans op het genereren van extra normaalkracht geringer waardoor er een nog sterkere afhankelijkheid van de sterkte van de bekleding de lengte van de belasting (lees: de leklengte) ontstaat.
- De brekerparameter ξ_{op} bij golfklappen heeft ook invloed op de lengte van de opwaartse belasting en daarmee op de klemfactor. Hoe groter ξ_{op} , hoe kleiner de klemfactor. (Dit geldt voor $\xi_{op} < 2.2$.)

8.3 Ten aanzien van de veiligheidsfilosofie

In de praktijk mag het uiteraard slechts in zeer extreme gevallen komen tot falen door doorslag. De gevolgen voor de reststerkte van de waterkering zijn in dat geval namelijk veel groter dan in het geval van falen van een enkel blok. In de gevallen dat het niet zover mag komen wordt er een grens gesteld aan de toelaatbare verplaatsing van de bekledingselementen. Dit om de reden dat anders het hoofdfaalmechanisme transport van filtermateriaal kan optreden, wat weer een inleidende mechanisme voor falen van de toplaag kan zijn.

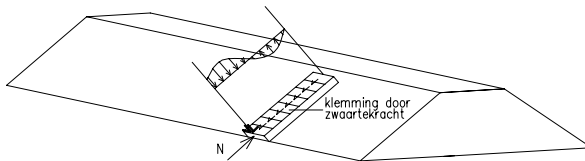
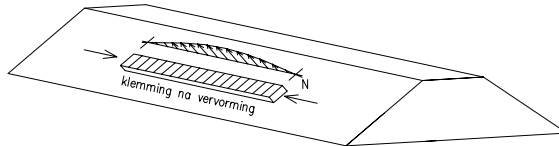
Om klemming effectief in een ontwerp of bij toetsing te kunnen benutten, moet er een filosofie aangaande het losse blok zijn. In hoofdlijnen zijn er twee opties:

- Er is geen los element. Klemming is overal aanwezig en men kan dit staven met trekproeven en statistiek (zie bijvoorbeeld [Klein Breteler, 29]).
- Er zijn altijd losse elementen. Bij falen van een los element is er
 - (a) reststerkte van het intact blijvende deel van de toplaag (vooral bij goed geklemde bekleding met een 'toevallig' los element),
 - (b) reststerkte van de granulaire laag (uitstel van ondermijning ten gevolge van uitspoeling van materiaal door het gat dat het ene element achter laat).
 Pas na enige gevolggebeurtenissen is de gebeurtenis 'falen los element' van een vergelijkbare impact als 'falen toplaag door doorslag'.

AANBEVELINGEN

De studie naar klemming heeft tot nu toe enkel bestaan uit bureaustudie. Naast aanbevelingen voor vervolg van de bureaustudie zijn er aanbevelingen te doen voor verificatie.

1. Uitbreiding naar 2-D is gewenst. De inschatting is dat het effect van medewerking van de krachtrichting in de lengterichting van de bekleding met name bij golfklappen significant is. Studie naar dit fenomeen kan aanvankelijk bestaan uit bureaustudie en vervolgens uit verificatie met eindige elementen-modellen à la [Frissen, 15] en [16].



2. Studie naar de onzekerheid over de actuele waarde en de spreiding van de lek lengte Λ in de praktijk. Onzekerheid in de belasting kan benutting van 'verborgen sterkte' door klemming in de weg staan.
3. De aanwezigheid van normaalkracht moet worden onderzocht met veldproeven. Bij voorkeur andere proeven dan de trekproeven. Verder zou verificatie met grootschalige beproeving in de Deltagoot wenselijk zijn. Meting van klemkrachten en registratie van falen maakt eigenlijke verificatie van de rekenmodellen die in deze studie zijn ontwikkeld mogelijk.
4. Het kwantitatieve effect van inzanding op de belasting en de responsie dient te worden onderzocht. Met name om gevallen waarbij onduidelijk is of inzanding en inslibbing wel stabiliteitsverhogend werkt te kunnen detecteren en onderzoeken. Tevens kan het voor de gevallen waarbij inzanding evident stabiliteitsverhogend werkt interessant zijn het effect van verhinderde toestroming bij snelle belastingen te onderzoeken.
5. Dynamische effecten in de belasting en de responsie. Hierbij wordt gedacht aan eenvoudige eindige elementen modellen.
6. De veiligheidsfilosofie aangaande de gevolgen van falen van de bekleding moet nader uitgewerkt worden en een geaccepteerde status krijgen. Voordat klemming veilig kan worden benut, is het feitelijk nodig dat er officieel geaccepteerd en

gekwantificeerd wordt dat er reststerkte is. Dit geldt met name na de gebeurtenis 'falen van een los element'.

7. Dit betekent niet dat twijfelachtige bekledingen waarvan kan worden verondersteld dat de klemming goed is, en de klemming wel eens een bijdrage kan hebben die kan leiden tot het predikaat 'goed', momenteel (in het kader van de wettelijk verplichte toetsingen) toch nog moeten worden versterkt. Bij probabilistische berekeningen waarbij je onzekerheden hebt die je nu nog niet op kunt lossen, kan je de kansruimte in de tijd afstemmen op deze onzekere periode en alleen over deze periode rekenen met het optreden van de topgebeurtenis. Dit analoog aan de "Regelingen voor bestaande bouw" bij het Bouwbesluit. Daar kent men naast de β -waarde de referentietijd van de belasting.

Referenties

- [1] Agema, J.F. e.a., Betonnen bekledingen op dijken en langs kanalen, bundel publicaties, Vereniging Nederlandse Cementindustrie, z.j.
- [2] Bakker, K.J., P. Meijers, Stability against sliding of flexible revetments, 1988
- [3] Bezuijen, A., Friction and clamping forces in wave loaded placed block revetments, zj
- [4] Bezuijen, A., M. Klein Breteler, Oblique wave attack on block revetments, 12 nov 1992
- [5] Bezuijen, A., M. Klein Breteler, Design formulas for block revetments, Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering, dec 1996
- [6] Bezuijen, A., J. Wouters, H. den Adel, Numerical simulation of the motion of a loose revetment block, zj
- [7] Bouma, A.L., Mechanica van constructies, elasto-statica van slanke structuren, Delftse Uitgevers Maatschappij, augustus 1989
- [8] Bowles, J.E., Foundation analysis and design, 5th ed., McGraw-Hill, 1996
- [9] Burger, A.M., M. Klein Breteler, L. Banach, A. Bezuijen, Analytical design method for block revetments, ICCE Malaga, zj
- [10] Calle, A., Veiligheids criterium Steenzettingen, notitie voor ZSTEEN-analyse, GeoDelft, concept, november 2002
- [11] Damwandconstructies, CUR-rapport 166, 3^e druk, maart 1997
- [12] Dorst, C.J., Handleiding ontwerpen dijkbekledingen, landelijke versie 1, 3 mei 2001
- [13] Frissen, C.M., Numerieke modellering van Steenzettingen, effecten in langsrichting van de dijk, augustus 1996
- [14] Frissen, C.M., Modelleren van een blokken- en zuilenbekleding, TNO rapport in opdr. van DWW, 31 jul 2000
- [15] Frissen, C.M., Numerieke modellering van een blokken- en zuilenbekleding, simulaties van trekproeven en bezwijken door golfbelasting, dec 2000
- [16] Gent, M.R.A. van, Wave run-up on dikes with shallow foreshores, 2001?
- [17] Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen, CUR/TAW-rapport 155, 1992

- [18]Heijer, F. den, Dimensioneringsmethode 'Blokken op kant met brede voegen', rapport WL in opdracht van DWW, mei 1999
- [19]Hofland, B., Stability of stones in the top layer of a granular filter, Literature survey, oct 2000
- [20]Hoof, P.J.M. van, Inklemeffecten bij steenzettingen, een steenzetting als buigligger, augustus 2000
- [21]Hussaarts, M., Een probabilistisch ontwerp van een steenzetting, 1998?
- [22]Hussaarts, M., J.K. Vrijling, P.H.A.J.M. van Gelder, H. de Looff, C. Blonk, The probabilistic optimisation of the revetment on the dikes along the Frisian coast.
- [23]Hydraulische randvoorwaarden 2002 voor het toetsen van primaire waterkeringen, DWW, december 2001
- [24]Kleij, W. van der, P. van der Maas, A. Paape, G.J. Schiereck, het probleem van de stabiliteit van steenzettingen, notitie bij de brief aan de DG van de Rijkswaterstaat, dd. 3 maart 1997
- [25]Klein Breteler, M., Taludbekledingen van gezette steen, Analytische en numerieke berekeningen van de stijghoogte onder de toplaag, deel XIX, rapport WL, augustus 1991
- [26]Klein Breteler, M., Taludbekledingen van gezette steen, Golfdruk op het talud, deel A: analyse van meetgegevens, verslag modelonderzoek, rapport WL, december 1992
- [27]Klein Breteler, M., Taludbekledingen van gezette steen, Golfdruk op het talud, deel B: verbetering van het analytisch model en STEENZET, verslag bureaustudie, rapport WL, december 1995
- [28]Klein Breteler, M., Open taludbekledingen, Invloedsfactor minimale klemkracht, rapport WL, mei 1998
- [29]Klein Breteler, M., Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen, analyse van resultaten van Deltagootproeven, rapport WL (2 banden), mei 2000
- [30]Klein Breteler, M., Inventarisatie van kennisleemten met betrekking tot steenzettingen, concept sept 2000
- [31]Klein Breteler, M., K.W. Pilarczyk, R. 't Hart, Influence of ageing and wide wave spectra on stability of placed block revetments, Sidney 2000
- [32]Klein Breteler, M. en A. Bezuijen, Simplified design method for block revetments, London 1991

- [33] Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen, CUR/TAW-rapport 119, sept 1984
- [34] Leidraad Toetsen op Veiligheid (LTV), TAW, augustus 1999
- [35] Litjens-van Loon, J., H. de Looff, M. Klein Breteler, Design and re-use of placed block revetments, Sidney 2000
- [36] Lubbers, C.L., M. Klein Breteler, Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen, Samenvatting van onderzoek in de Deltagoot, rapport WL, rev. 2, november 2000
- [37] Meer, J.W. van der, Veiligheid in rekentechnieken van steenzettingen, rapport INFRAM, feb 2000
- [38] Probabilistic design of flood defences, CUR/TAW-report 141, june 1990
- [39] Pilarczyk, K.W., e.a. Nieuwe inzichten in de dimensionering en het toetsen van bekledingen, bundel bijdragen cursus St. PAO, Delft, april 2002
- [40] Rigter, B.P., Inklemming van blokken in een rij, memo DWW, 7 juni 1995
- [41] Smith, G.M., J. Wouters, M. Klein Breteler, Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen, Meetverslag van Deltagootonderzoek, rapport WL, rev. 1, februari 2000
- [42] Slijkhuis, K. en D. Klaassen, Inventarisatie onzekerheden steenzettingen, rapport Bouwdienst RWS in opdr. van DWW. 28 september 1999
- [43] Steenzettingen: kennisleemtes versus uitvoering, indicatieve kosten-batenanalyse, rapport Royal Haskoning, september 2002
- [44] Stoutjesdijk, T.P., Stabiliteit steenzetting te Breskens, GeoDelft, oktober 1995
- [45] Stroeve, J.M., Veiligheidsanalyse steenzettingen, voor enkele dijkvakken langs de Westerschelde, Bouwdienst RWS, dec 2000
- [46] Suiker, A.S.J., H.L. Bakker, J.G. Rots, Niet-lineair mechanisch gedrag van betonsteenzettingen op dijken, artikel Cement 1997/4
- [47] Taludbekledingen van gezette steen, golfdruk op het talud, rapport WL, dec 1995
- [48] Technisch rapport Steenzettingen; Deel Ontwerp, rapport Royal Haskoning, concept 2yb (goedgekeurd TAW), november 2002
- [49] Technisch rapport Steenzettingen; Deel Toetsing, rapport Royal Haskoning, concept 2yb (goedgekeurd TAW), november 2002

- [50] Technisch rapport Steenzettingen; Deel Achtergronden, rapport Royal Haskoning, concept 2yb (goedgekeurd TAW), november 2002
- [51] Timoshenko, S.P., Strength of materials, Part II Advanced theory and problems, third edition, Van Nostrand Reinhold Company Ltd., 1956
- [52] Timoshenko, S.P., J.M. Gere, Theory of elastic stability, second edition, McGraw-Hill 1961
- [53] Timoshenko, S.P., Woinowsky-Krieger, Theory of plates and shells, second edition, Mc Graw-Hill, zj
- [54] Verhagen, trekproeven op talus langs de Oosterschelde, 1984
- [55] Verruijt, A., Grondmechanica, 4^e druk, Delftse uitgevers Maatschappij, 1993
- [56] Veiligheid huidige ontwerpmethodiek steenzettingen, WL, november 1998
- [57] Vrijling, J.K., C. van der Horst. P. van Hoof, P.H.A.J.M. van Gelder, The structural analysis of the block revetments on the Dutch dikes, Sidney 2000
- [58] Wevers, A., Stabiliteit talusbekledingen van gezette steen onder golfaanval, verslag modelonderzoek, rapport WL, dec 1970
- [59] Weijers, J.B.A., E.P. de Haas, Voorstel inklemming van open steenbekledingen, interne notitie DWW, 10 augustus 1999

=O=O=O=

Appendix A

Beddingconstante granulaire laag

Appendix A – Beddingconstante granulaire laag

Voor de berekening van de toplaag van de bekleding als samenwerkend geheel is de indrukkingsstijfheid van de bedding waarop de toplaag ligt van belang. Deze stijfheid kan worden bepaald met de theorie van grondmechanica.

Theorie

Alhoewel de belasting door golven relatief kortdurend is, wordt voor de beddingsstijfheid van de granulaire laag een stijfheid gebruikt die behoort bij statische belasting. In de granulaire laag wordt echter geen seculair effect aangenomen.

De samendrukking van grond en ook van granulair filtermateriaal wordt in dat geval beschreven met de wet van Terzaghi.

$$\varepsilon = -\frac{1}{C} \ln\left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)$$

waarin

σ = de (verticale) korrelspanning

σ_1 = de beginspanningswaarde

C = de samendrukkingsconstante [-], of C_{10} voor de $^{10}\log$.

Notitie met gebruik van de *void ratio* en de *compression index*:

$$\varepsilon = -\frac{C_c}{1+e} \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right), \text{ zodat geldt dat } C = 2.3 \frac{1+e}{C_c}.$$

De afgeleide van de Terzaghi-wet geeft een lineair verband tussen spanning en rek, dat geldig is voor kleine variatie van σ .

$$\frac{d\varepsilon}{d\sigma} = -\frac{1}{C\sigma}$$

De vervormbaarheid van de grond is dus afhankelijk van de heersende spanning. De samendrukkingscoëfficiënt C is (in theorie) echter constant en kan daarom worden gebruikt om de E-modulus van grond of filtermateriaal in te schatten.

Lineaire elasticiteitstheorie voor continua (zoals grond) kent de modulussen K (voor alzijdige compressie) en G (voor distorsie).

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

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

waarin

E = de elasticiteitsmodulus voor het verband tussen één-assige spanning en rek

ν = de dwarscontractie coëfficiënt

Indien $\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0$ geldt

$$\sigma_{zz} = -D\varepsilon_{zz}$$

waarin

D = de *constrained modulus* (verticale samendrukking bij zijdelingse opsluiting)

Deze wordt gegeven met:

$$D = K + \frac{4}{3}G = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Gelijkstelling van $\sigma_{zz} = -D\varepsilon_{zz}$ aan de afgeleide van de Terzaghi-formule geeft:

$$D = C\sigma,$$

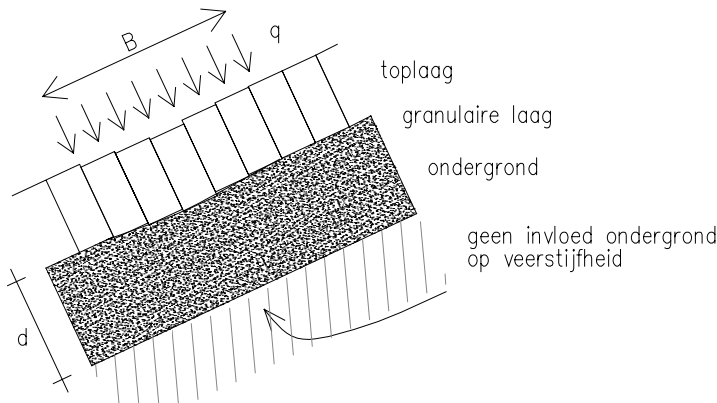
waaruit volgt dat

$$E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} C\sigma$$

Uit de E -modulus die geldt op enige diepte onder het oppervlak van de granulaire laag kan de beddingconstante (*modulus of subgrade reaction*) voor een strook met een eindige breedte B worden berekend met

$$k_s = \frac{E}{B(1-\nu)}$$

Voor de breedte B wordt in het geval van het lokaal extra belasten van het de granulaire laag door golfaanval een lengte van ca. 1,5 m worden aangehouden.



Uitwerking voor beddingsconstante filterlaag

Voor filterlagen direct aan de oppervlakte worden kleine waarden van de E -modulus gevonden. Uitgaande van los gestort, en daarna matig verdicht materiaal komen we tot de volgende waarden voor een representatief filter. Voor de waarden is uitgegaan van een onderwater situatie.

De bekende gegevens zijn:

Filtermateriaal	steenslag 15/50
D_{n5}	15
n	0,35
ρ [kg/m ³]	2650

Het poriëngehalte n = de verhouding van volume van de poriën en de grond = $\frac{V_p}{V_p + V_k}$

De void ratio e = de verhouding van volume van de poriën en de korrels = $\frac{V_p}{V_k}$

Er geldt dat $e = \frac{n}{n-1}$



Het relatieve poriëngetal is gedefinieerd als:

$$R_e = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Het getal R_e is een maat voor de consistentie. Hierin zijn e_{\min} en e_{\max} de poriëngetallen bij respectievelijk de theoretisch meest dichte en meest losse pakking. Voor zand en voor niet gezeefd grind zijn praktijkwaarden voor e_{\min} en e_{\max} beschikbaar. Voor mengels waarin de fijne fracties ontbreken zijn deze waarden lastiger te vinden. Deze waarden moeten met verdichtingsproeven worden bepaald. Literatuurwaarden e_{\max} en e_{\min} voor gegradeerde mengsels zijn moeilijk te vinden.

R_e	consistentie / dichtheid
0 – 0,15	zeer los
0,15 – 0,35	los
0,35 – 0,65	middeldicht
0,65 – 0,85	dicht
0,85 – 1.....	zeer dicht

De NEN 6740, Basiseisen Geotechniek geeft een tabel met 'standaard' grondsoorten waarin deze parameter R_e en de conusweerstand van de grond ingangen zijn. Deze tabel is bij deze appendix gevoegd. De tabel geeft onder andere waarden van de *compression index* C_c .

Voor granulair materiaal kan voor de dwarscontractiecoëfficiënt ν een tabelwaarde worden aangehouden.

Granulair materiaal	ν
dicht	0,4
matig	0,3
los	0,2

De initiële korrelspanning onder in de filterlaag wordt berekend met een toplaagdikte D van 0,35 en filterlaagdikte van 0,5 m. De dichtheid van het toplaagmateriaal is 2900 kg/m^3 , het open ruimte percentage 10%. $\sigma = 0,35 \times 16 + 0,50 \times 7,25 = 9,2 \text{ kPa}$.

Filtermateriaal	steenslag 15/50
D_{n5}	15
n	0,35
$\rho \text{ [kg/m}^3\text{]}$	2650
$\rho_{\text{dry}} \text{ [kg/m}^3\text{]}$	1725
$\gamma - \gamma_w \text{ [kN/m}^3\text{]}$	7,25
$\sigma' \text{ [kPa]}$	9,2
e	0,54
consistentie	los
C_c	0,008
C	450
ν	0,2
$E \text{ [MPa]}$	3,7
$B \text{ [m]}$	1,5
$k_s \text{ [kN/m}^3\text{]}$	2500

Ter vergelijking worden nog enige literatuurwaarden voor E -moduli en verticale beddings-constanten k_s gegeven.

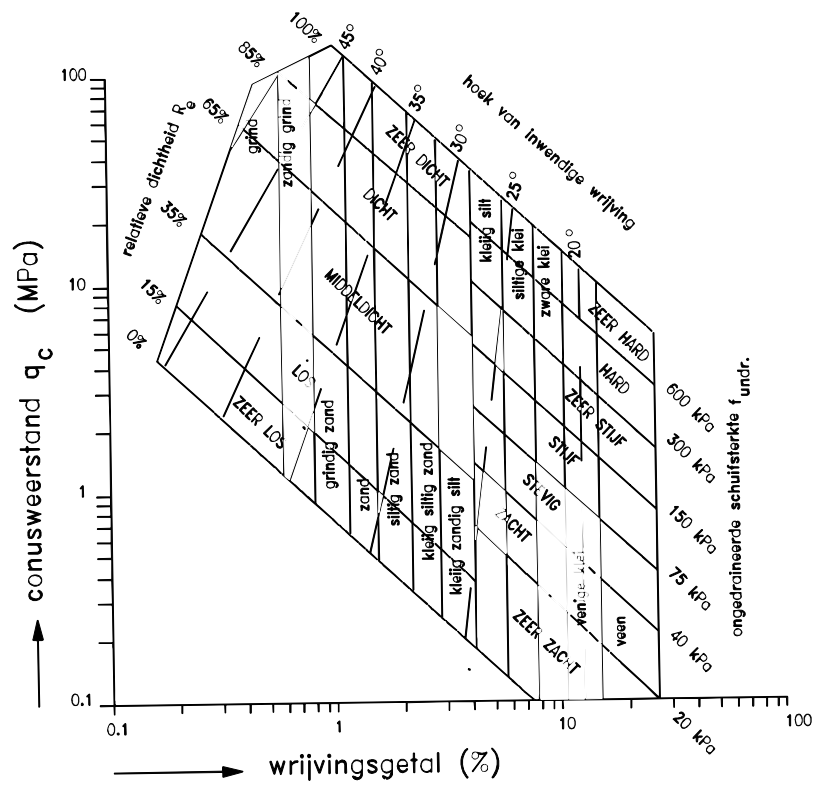
Bron	Grondsoort	E [MPa]	k_s [kPa]
Bowles	sand and gravel loose	50 – 150	5 000 – 15 000
	dense	100 - 200	60 000 – 120 000
	silty sand	5 – 20	
NEN 3650 (Pijpleidingen)	zand, los gepakt	10 – 50	5 000 – 75 000 **)
NEN 6740 (Geotechniek)	schoon zand, los	25 000 *)	
Verruijt	zand	$C_{10} = 20 - 200$	

*) met $\sigma = 100$ kPa

***) in NEN 3650 worden twee methoden genoemd voor het bepalen van de verticale beddingsconstante uit de E -modulus. De eerste berekent deze uit de draagkracht (vlgs. Brinch Hansen) en de tweede volgens een elastische berekening met de formule van Schleicher, voor $B = 1,5$ m leidt de formule tot $k_s = 1,56 E$.

Hier volgt nog een getallenvoorbeeld voor bepaling van de E -modulus van zandig grind in een grondlichaam op twee verschillende dieptes.

diepte	0,5 m	20 m
initiële korrelspanning σ [kPa]	10	170
poriëngehalte n	0,3	0,25
poriëngetal e	0,43	0,33
compression index C_c	0,004	0,002
samendrukkingsconstante C	800	1500
dwarscontractiecoëfficiënt ν [-]	0,3	0,33
elasticiteitsmodulus E [MPa]	6	167



uit: CUR 166 – Handboek damwanden

Tabel 1 – Representatieve waarden voor grondeigenschappen

grondsoort		representatieve gemiddelde waarden van de grondeigenschappen												
hoofd-naam	bijmengsel	consisten- tie 1)	$\gamma^2)$	γ_{sat}	$q_c^{3)6)$	C^p	C^s	C_c	$C_G^{5)}$	C_{sw}	$E^{6)}$	ϕ'	c'	f_{mur}
			KN/m ³	KN/m ³	MPa						MPa	°	kPa	kPa
grind	zwak siltig	los matig vast	17 18 19 of 20	19 20 21 of 22	15 25 30	500 1000 1200 of 1400	-	0,008 0,004 0,003 of 0,002	0 0 0	0,003 0,002 0,001 of 0	75 125 150 of 200	32,5 35 37,5 of 40	-	-
	sterk siltig	los matig vast	18 19 20 of 21	20 21 22 of 22,5	10 15 25	400 600 1000 of 1500	-	0,009 0,006 0,003 of 0,002	0 0 0	0,003 0,002 0,001 of 0	50 75 125 of 150	30 32,5 35 of 40	-	-
zand	schoon	los matig vast	17 18 19 of 20	19 20 21 of 22	5 15 25	200 600 1000 of 1500	-	0,021 0,006 0,003 of 0,002	0 0 0	0,007 0,003 0,001 of 0	25 75 125 of 150	30 32,5 35 of 40	-	-
	zwak siltig		18 of 19	20 of 21	5 of 20	450 of 650	-	0,008 of 0,005	0	0,003 of 0,001	25 of 35	27 of 32,5	-	-
	kleinig		18 of 19	20 of 21	2 of 15	200 of 400	-	0,019 of 0,009	0	0,006 of 0,001	20 of 30	25 of 30	-	-
	sterk siltig													
	kleinig													
leem 4)	zwak zandig	slap matig vast	-	19 20 21 of 22	1 2 3	25 45 70 of 100	650 1300 1900 of 2500	0,168 0,084 0,049 of 0,030	0,004 0,002 0,001	0,056 0,028 0,017 of 0,005	2 5 10 of 20	27,5 of 30 32,5 35 of 40	0 2 5 of 7,5	50 100 200 of 300
	sterk zandig		-	19 of 20	2	45 of 70	1300 of 2000	0,092 of 0,055	0,002	0,031 of 0,005	5 of 10	27,5 of 35	0 of 2	50 of 100
klei	schoon	slap matig vast	-	14 17 19 of 20	0,5 1,0 2,0	7 15 25 of 30	80 160 320 of 500	1,357 0,362 0,168 of 0,126	0,013 0,006 0,004	0,452 0,121 0,056 of 0,042	1 2 4 of 10	17,5 17,5 17,5 of 25	0 10 25 of 30	25 50 100 of 200
	zwak zandig	slap matig vast	-	15 18 20 of 21	0,7 1,5 2,5	10 20 30 of 50	110 240 400 of 600	0,759 0,237 0,126 of 0,069	0,009 0,005 0,003	0,253 0,079 0,042 of 0,014	1,5 3 5 of 10	22,5 22,5 27,5 of 27,5	0 10 25 of 30	40 80 120 of 170
	sterk zandig	-	-	18 of 20	1,0	25 of 140	320 of 1680	0,190 of 0,027	0,004	0,063 of 0,025	2 of 5	27,5 of 32,5	0 of 2	0 of 10
	organisch	slap matig	-	13 15 of 16	0,2 0,5	7,5 10 of 15	30 40 of 60	1,690 0,760 of 0,420	0,015 0,012	0,350 0,250 of 0,140	0,5 1,0 of 2,0	15 15	0 of 2 0 of 2	10 25 of 30
veen	niet voorbelast	slap	-	10 of 12	0,1 of 0,2	5 of 7,5	20 of 30	7,590 of 1,810	0,023	2,530 of 0,600	0,2 of 0,5	15	2 of 5	10 of 20
	matig voorbelast	matig	-	12 of 13	0,2	7,5 of 10	30 of 40	1,810 of 0,900	0,016	0,600 of 0,300	0,5 of 1,0	15	5 of 10	20 of 30
	variatiecoëfficiënt			0,05	-	-	-	0,25				0,10		0,20

De tabel geeft de lage representatieve waarde van gemiddelden van de betreffende grondsoort. Binnen een gebied, gedefinieerd door de rij van het bijmengsel en de kolom van de parameter (een "vakje"), geldt:
 - voor γ_{sat} , C_p , C_s , C_c , E , ϕ' , c' en f_{mur} : als een verhoging van de waarde leidt tot een ongunstige situatie (grotere afmetingen fundering), dan moet de rechterwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt, of, indien er geen rechterwaarde is vermeld, de waarde op de regel eronder;
 - voor C_c , C_G en C_{sw} : als een verlaging van de waarde leidt tot een ongunstige situatie, dan moet de rechterwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt, of, indien er geen rechterwaarde is vermeld, de waarde op de regel daarboven.

1) los : $0 < R_n < 0,33$
 matig : $0,33 \leq R_n \leq 0,67$
 vast : $0,67 < R_n < 1,00$

2) bij natuurlijk vochtgehalte

3) hier gegeven q_c -waarden (conusweerstand) dienen als ingang in de tabel, en mogen niet worden gebruikt in berekeningen

4) gerekend wordt verzadigde leem

5) C_G -waarden zijn geldig voor een spanningsverhogingstraject van ten hoogste 100 %.

6) q_c en E zijn genomen op een effectieve verticale spanning van 100 kPa

Appendix B

Formules vrij dragende ligger

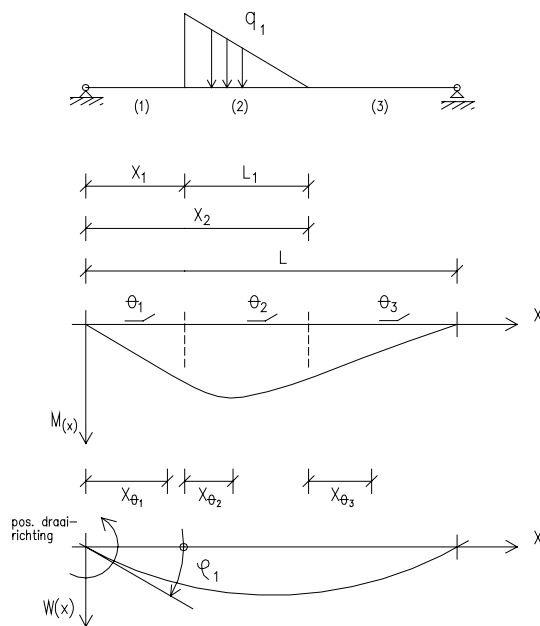
Appendix B – Formules vrij dragende ligger

De toplaag kan over een zekere lengte opgelicht worden van de bedding en er kan door liggerwerking een overspanning ontstaan. In dit appendix worden de formules voor de buigende momenten en de vervorming van het vrij dragende deel van de toplaag bepaald. De toplaag bestaat uit tegen elkaar geklemde losse elementen en wordt aangenomen zich te gedragen als een ligger.

De formules worden uitgewerkt voor een basisgeval van een lineair verlopende belasting, werkend over een deel van de lengte van de ligger. Willekeurige belastingen zijn op te splitsen in dergelijke driehoeken. De ligger is twee-zijdig scharnierend opgelegd. Op de uiteinden werken momenten M_1 en M_2 , die evenwicht maken met de randwaarden van het moment in de aansluitende verend opgelegde liggerdelen (zie appendix C).

De belasting werkt in de z-richting, loodrecht op de as van de ligger. De belasting werkt over een lengte L_1 . Voor de functie van de belasting wordt gebruik gemaakt van een lokale x-coördinaat voor veld (2) langs de as van de ligger.

$$q(x) = q_1 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right)$$



De positie van de belasting ligt vast met de maten x_1 en x_2 ten opzichte van het linker uiteinde van het vrije veld. $x_2 = x_1 + L_1$. De oplegkrachten (loodrecht op de as van de ligger) aan de beide uiteinden van het vrije veld zijn:

$$R_1 = \frac{L - \frac{2}{3}x_1 - \frac{1}{3}x_2}{L} \frac{1}{2} q_1 (x_2 - x_1)$$

$$R_2 = \frac{\frac{2}{3}x_1 + \frac{1}{3}x_2}{L} \frac{1}{2} q_1 (x_2 - x_1)$$

Dwarskracht en buigend moment in veld (1) voor $0 < x < x_1$

$$V_{(1)}(x) = R_1$$

$$M_{(1)}(x) = R_1 x$$

Dwarskracht en buigend moment in veld (2) voor $x_1 < x < x_2$

Voor de formules wordt gebruik gemaakt van de lokale x-coördinaat voor veld (2).

$x = 0$ op punt x_1 .

$$V_{(2)}(x) = R_1 - q_1 x + \frac{1}{2} q_1 \frac{x^2}{L_1}$$

$$M_{(2)}(x) = R_1 x_1 + R_1 x - \frac{1}{2} q_1 x^2 + \frac{1}{6} q_1 \frac{x^3}{L_1}$$

Dwarskracht en buigend moment in veld (3) voor $x_2 < x < L$

Voor de formules wordt gebruik gemaakt van de lokale x-coördinaat voor veld (3).

$x = 0$ op punt x_2 .

$$V_{(3)}(x) = -R_2$$

$$M_{(3)}(x) = R_2(L - x_2 - x)$$

De vervormingen worden gevonden middels integratie van het momentenverloop.

$$EI\varphi_{(1)}(x) = EI\varphi_1 + \frac{1}{2} R_1 x^2$$

De grootte van de hoek φ_1 , ter plaatse van het linker uiteinde wordt gevonden uit integratie en zwaartepuntsbepaling van het krommingsverloop over de gehele ligger.

$$\varphi_1 = -\frac{\theta_1(L - x_{\theta 1}) + \theta_2(L - x_1 - x_{\theta 2}) + \theta_3(L - x_2 - x_{\theta 3})}{L}$$

waarin:

$$\theta_1 = \frac{\frac{1}{2} R_1 x_1^2}{EI} \text{ en } x_{\theta 1} = \frac{2}{3} x_1$$

$$\theta_2 = \int_0^{x_2 - x_1} \frac{M_{(2)}(x)}{EI} dx \text{ en } x_{\theta 2} = \int_0^{x_2 - x_1} \frac{M_{(2)}(x)x}{EI} dx$$

$$\theta_3 = \frac{\frac{1}{2} R_2 (L - x_2)^2}{EI} \text{ en } x_{\theta 3} = \frac{1}{3} (L - x_2)$$

De integralen voor veld (2) worden hieronder uitgeschreven.

$$EI\varphi_{(2)}(x) = \int M_{(2)}(x) dx = \int R_1 x_1 + R_1 x - \frac{1}{2} q_1 x^2 + \frac{1}{6} q_1 \frac{x^3}{L_1} dx$$

$$= R_1 x_1 x + \frac{1}{2} R_1 x^2 - \frac{1}{6} q_1 x^3 + \frac{1}{24} q_1 \frac{x^4}{L_1} + c$$

c is de waarde van $\varphi_{(2)}$ op $x=0$

Deze volgt uit de inmiddels bekende waarde van φ_1

$$\varphi_{(2)}(x=0) = \varphi_1 + \theta_1$$

De beginwaarde van de verplaatsing $u_{(2)}$ is ook te bepalen:

$$u_{(2)}(x=0) = -\varphi_1 x_1 + \theta_1 (x_1 - x_{\theta 1})$$

$$EIu_{(2)}(x) = -\int \varphi_{(2)}(x) dx = -\int \left(R_1 x_1 x + \frac{1}{2} R_1 x^2 - \frac{1}{6} q_1 x^3 + \frac{1}{24} q_1 \frac{x^4}{L_1} + (\varphi_1 + \theta_1) \right) dx =$$

$$-\frac{1}{2} R_1 x_1 x^2 - \frac{1}{6} R_1 x^3 + \frac{1}{24} q_1 x^4 - \frac{1}{120} q_1 \frac{x^5}{L_1} - (\varphi_1 + \theta_1)x - \varphi_1 x_1 - \theta_1 (x_1 - x_{\theta 1})$$



ROYAL HASKONING

De oplossingen van de integralen van dit belastinggeval moeten worden gesommeerd met die van de andere belastinggevallen en kunnen in een spreadsheet numeriek worden geëvalueerd.

De buigende momenten en de vervorming uit het randmoment M_1 zijn te bepalen met de volgende formules:

$$M(x) = M_1 \left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

$$EI\varphi(x) = M_1 x - \frac{1}{2} M_1 \frac{x^2}{L} - \frac{1}{3} M_1 L$$

$$EIw(x) = -\frac{1}{2} M_1 x^2 + \frac{1}{6} M_1 \frac{x^3}{L} + \frac{1}{3} M_1 Lx$$

Evenzo voor M_2 .

Appendix C

Formules verend ondersteunde ligger

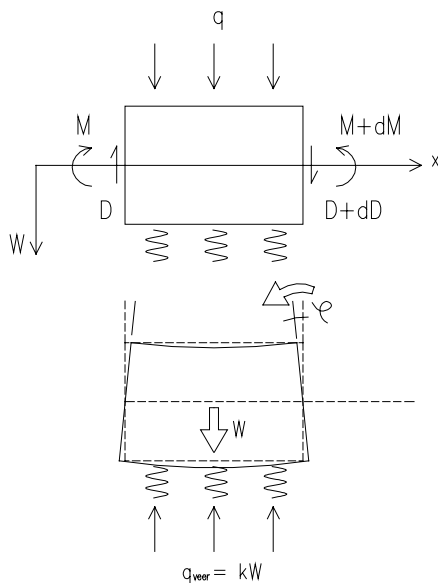


Appendix C – Formules verend ondersteunde ligger

De differentiaalvergelijking voor verend ondersteunde elastische buigliggers luidt:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + kw = q$$

- EI = de buigstijfheid, het product van de elasticiteitsmodulus E [N/m^2] en het kwadratisch oppervlaktemoment I [m^4/m] van de doorsnede van de toplaag
- k = de beddingconstante, in dit geval de indrukingsstijfheid van de filterlaag [N/m^3]; k wordt constant aangenomen
- q = de belasting op de toplaag (en wel de component loodrecht op het vlak van de toplaag), bestaande uit het gewicht en het drukverschil over de toplaag [N/m^2]
- w = de berekende verplaatsing van de toplaagelementen (in de richting loodrecht op het vlak)



Conform de liggertheorie kunnen uit de berekende verplaatsing de hoekverandering van de toplaagelementen, het buigend moment en de dwarskracht worden bepaald volgens:

$$\varphi = -\frac{dw}{dx}$$

$$M = -EI \frac{d^2 w}{dx^2}$$

$$D = \frac{dM}{dx} = -EI \frac{d^3 w}{dx^3}$$

De particuliere oplossing van de differentiaal vergelijking is:

$$w(x) = q(x)/k$$

Het verloop van $w(x)$ kan op deze wijze zeer eenvoudig uit het verloop van de belasting worden bepaald.

De gereduceerde differentiaalvergelijking luidt:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + kw = 0 \text{ of } \frac{d^4 w}{dx^4} + 4\beta^4 w = 0 \text{ met } 4\beta^4 = \frac{k}{EI}$$

De homogene oplossing is:

$$w(x) = e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x)$$

Deze oplossing bestaat uit twee, respectievelijk naar links en naar rechts uitdempende golven met een golflengte van $2\pi/\beta$.

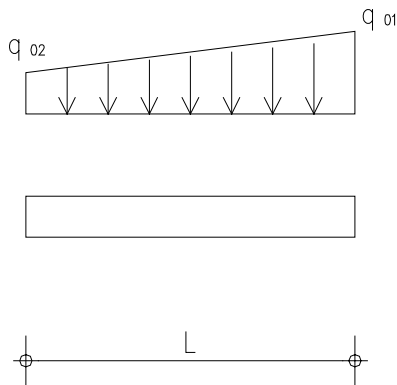
Voor half-oneindige velden zijn standaard oplossingen, en bijbehorende uitdrukking voor de verplaatsing en de andere grootheden beschikbaar. Zie de bij deze appendix gevoegde overdrukken uit [Bouma, 9].

Voor het hierboven getekende veld geldt voor de verplaatsing en hoekverdraaiing van de rand waarop een puntlast P en een moment T werken het volgende.

$$w|_r = \frac{q_{00}}{k} - \frac{P2\beta}{k} - \frac{2\beta^2 T}{k}$$

$$\frac{dw}{dx}|_r = \frac{P2\beta^2}{k} - \frac{4\beta^3 T}{k}$$

Voor een willekeurig veld met een (eindige) lengte L en een lineair verlopende belasting gelden de volgende oplossingen.



particuliere oplossing:

$$w(x) = \frac{q_{02}}{k} + \frac{q_{01}-q_{02}}{kL} x$$

$$\frac{dw}{dx}(x) = \frac{q_{01}-q_{02}}{kL}$$

algemene oplossing:

$$w(x) = \frac{q_{02}}{k} + \frac{q_{01}-q_{02}}{kL} x + e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x)$$

randwaarden

$$w(0) = \frac{q_{02}}{k} + C_1 + C_3$$

$$w(x) = \frac{q_{01}}{k} + e^{\beta L} (C_1 \cos \beta L + C_2 \sin \beta L) + e^{-\beta L} (C_3 \cos \beta L + C_4 \sin \beta L)$$

de hoekverandering

$$\frac{dw}{dx}(x) = \frac{q_{01}-q_{02}}{kL} + \beta e^{\beta x} ((C_1 + C_2) \cos \beta x + (-C_1 + C_2) \sin \beta x) +$$

$$\beta e^{-\beta x} ((-C_3 + C_4) \cos \beta x + (-C_3 - C_4) \sin \beta x)$$

randwaarden

$$\frac{dw}{dx}(0) = \frac{q_{01}-q_{02}}{kL} + \beta(C_1 + C_2) + \beta(-C_3 + C_4)$$



ROYAL HASKONING

$$\frac{dw}{dx}(L) = \frac{q_{01}-q_{02}}{kL} + \beta e^{\beta L} ((C_1 + C_2) \cos \beta L + (-C_1 + C_2) \sin \beta L) + \beta e^{-\beta L} ((-C_3 + C_4) \cos \beta L + (-C_3 - C_4) \sin \beta L)$$

de tweede afgeleide (het buigend moment)

$$\frac{d^2w}{dx^2}(x) = \beta^2 e^{\beta x} (2C_2 \cos \beta x - 2C_1 \sin \beta x) + \beta^2 e^{-\beta x} (-2C_4 \cos \beta x + 2C_3 \sin \beta x)$$

randwaarden

$$\frac{d^2w}{dx^2}(0) = \beta^2 (2C_2) + \beta^2 (-2C_4)$$

$$\frac{d^2w}{dx^2}(L) = \beta^2 e^{\beta L} (2C_2 \cos \beta L - 2C_1 \sin \beta L) + \beta^2 e^{-\beta L} (-2C_4 \cos \beta L + 2C_3 \sin \beta L)$$

de derde afgeleide (de dwarskracht)

$$\frac{d^3w}{dx^3}(x) = \beta^3 e^{\beta x} ((2C_2 - 2C_1) \cos \beta x + (-2C_1 - 2C_2) \sin \beta x) + \beta^3 e^{-\beta x} ((2C_4 + 2C_3) \cos \beta x + (-2C_3 + 2C_4) \sin \beta x)$$

randwaarden

$$\frac{d^3w}{dx^3}(0) = \beta^3 (2C_2 - 2C_1) + \beta^3 (2C_4 + 2C_3)$$

$$\frac{d^3w}{dx^3}(L) = \beta^3 e^{\beta L} ((2C_2 - 2C_1) \cos \beta L + (-2C_1 - 2C_2) \sin \beta L) + \beta^3 e^{-\beta L} ((2C_4 + 2C_3) \cos \beta L + (-2C_3 + 2C_4) \sin \beta L)$$

de vierde afgeleide

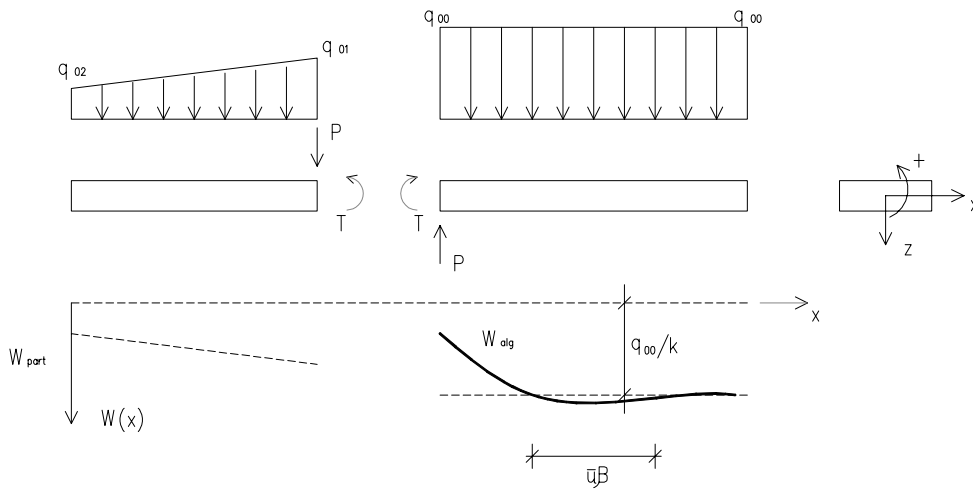
$$\frac{d^4w}{dx^4}(x) = \beta^4 e^{\beta x} (-4C_1 \cos \beta x - 4C_2 \sin \beta x) + \beta^4 e^{-\beta x} (-4C_3 \cos \beta x - 4C_4 \sin \beta x)$$

Het blijkt dat $\frac{d^4w}{dx^4}(x) = -4\beta^4 w(x)$, hetgeen de differentiaalvergelijking ook eist.

Bij bekende randwaarden en bij koppeling van velden kunnen de coëfficiënten C_1 worden bepaald uit de randvoorwaarden en de overgangsvoorwaarden.

Bij de onderstaande geometrie zijn 6 voorwaarden te formuleren, waarmee C_1 , C_2 , C_3 , C_4 , P en T kunnen worden opgelost.

- (1) $M(0) = 0$
- (2) $D(0) = 0$
- (3) $w(L) = w|_r$
- (4) $\frac{dw}{dx}(L) = \frac{dw}{dx}|_r$
- (5) $M(L) = T$
- (6) $D(L) = P$



Uitwerking van deze vergelijkingen en een matrixbewerking als onderstaand geeft de oplossingen van $\{C\}$ als functie van alle variabelen.

$$[M]\{C\} = \{q\}$$

$$\{C\} = [M]^{-1}\{q\}$$

Het verloop van de verplaatsingen en momenten is daarmee bekend.

In de berekening van de toplaag kan een veld van de toplaag dat in contact is met de verende bedding grenzen aan een deel dat van de bedding is losgekomen. De formules voor verplaatsingen en momenten in de velden die los zijn van de bedding worden gegeven in appendix C. De grens tussen deze velden ligt bij definitie bij het punt waar de verplaatsing, dat is de indrukking van het filter, nul is. Dit punt wordt het 'loslaatpunt' genoemd.

Bij de formulering van de overgangsvoorwaarden op deze veldscheiding kan gebruik gemaakt worden van de definitie $w = 0$.

De waarde van het moment kan dan berekend worden uit de waarde van de dwarskracht en omgekeerd.

$$w|_{rand2} = w^x(0) - D_2 \frac{2\beta}{k} - M_2 \frac{2\beta^2}{k} = 0$$

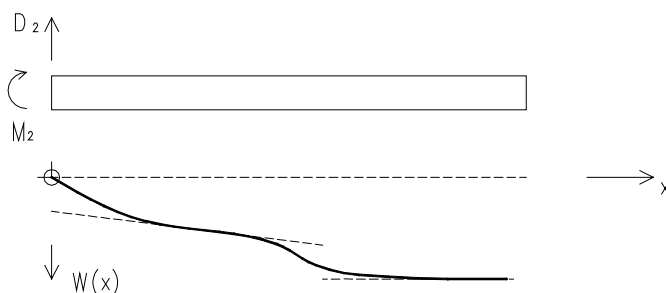
waarin

$w^x(0)$ = de randwaarde uit de algemene oplossing van de differentiaal vergelijking

D_2 = de dwarskracht op de rand van het verende veld

M_2 = het buigend moment op de rand van het verende veld

(De tekens in deze formule behoren bij een veld waarvan de rand de kleinste x-coördinaat heeft, ofwel het rechter eindveld.)

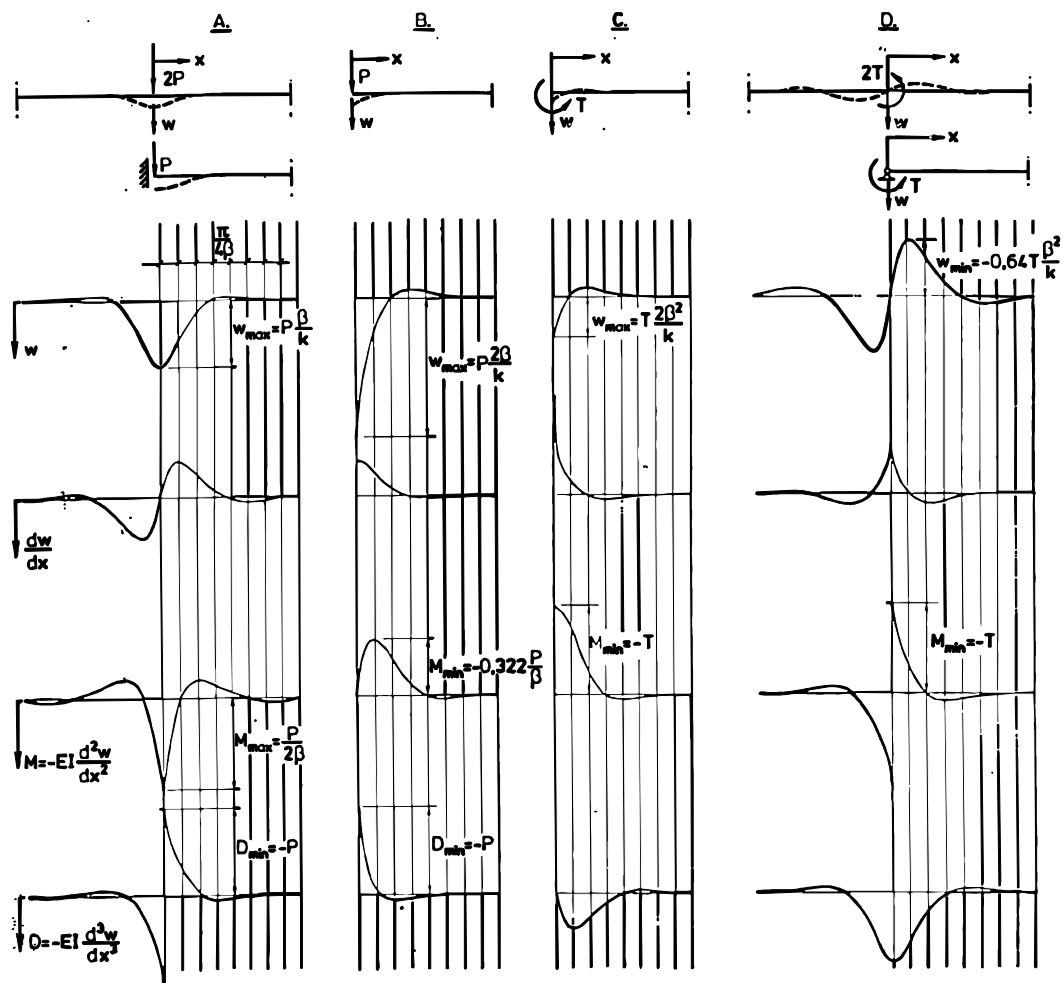




De werkwijze bij de berekening van de aansluiting van het vrije veld op het verende veld is als volgt. De opwaartse belasting op het vrije veld is bekend. De dwarskracht D_2 aan de rand van dit veld dus ook. De reactiekracht werkend op het verende veld is daaraan gelijk ($= D_2$). Uit de voorwaarde $w|_{\text{rand}2} = 0$ volgt het moment M_2 .

M_2 werkt ook op de rand van het vrije veld. Dit moment beïnvloedt D_2 , etc. Iteratief wordt evenwicht van krachten gevonden.

Aan de eis van compatibiliteit van de verplaatsingen is voldaan door de definitie $w|_{\text{rand}2} = 0$. Er is nog niet voldaan aan de eis van compatibiliteit van hoekverdraaiingen. Er mag geen knik in de verplaatsingslijn zitten. Aan deze eis wordt voldaan door het 'loslaatpunt' te schuiven naar de positie waarbij in de evenwichtssituatie juist met elkaar kloppende hoekverdraaiingen gevonden worden.



Tabel 11.1. De vier basisgevallen.

	A	B	C	D
Verplaatsing	$-\frac{P\beta\sqrt{2}}{k} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{4})$	$\frac{P2\beta}{k} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{2})$	$\frac{T\beta^2 2\sqrt{2}}{k} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{3}{4}\pi)$	$-\frac{2\beta^2 T}{k} e^{-\beta x} \sin \beta x$
w_{extr}	$\frac{\beta}{k} P$ voor $x=0$	$\frac{P2\beta}{k}$ voor $x=0$	$\frac{2\beta^2 T}{k}$ voor $x=0$	$-0,64 \frac{\beta^2 T}{k}$ voor $x = \frac{\pi}{4\beta}$
helling $\frac{dw}{dx}$	$-\frac{P2\beta^2}{k} e^{-\beta x} \sin \beta x$	$-\frac{P2\beta^2 \sqrt{2}}{k} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{4})$	$-\frac{4\beta^3 T}{k} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{2})$	$-\frac{T\beta^3 2\sqrt{2}}{k} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{3}{4}\pi)$
$(\frac{dw}{dx})_{extr}$	$-0,64 \frac{\beta^2}{k} P$ voor $x = \frac{\pi}{4\beta}$	$-\frac{P2\beta^2}{k}$ voor $x=0$	$-\frac{4\beta^3 T}{k}$ voor $x=0$	$-\frac{2\beta^3}{k} T$ voor $x=0$
moment $M = -EI \frac{d^2w}{dx^2}$	$-\frac{P}{\beta\sqrt{2}} e^{-\beta x} \sin(\beta x - \frac{\pi}{4})$	$-\frac{P}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$	$-T\sqrt{2} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{4})$	$-T e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{2})$
M_{extr}	$\frac{P}{2\beta}$ voor $x=0$	$-0,32 \frac{P}{\beta}$ voor $x = \frac{\pi}{4\beta}$	$-T$ voor $x=0$	$-T$ voor $x=0$
dwarskracht $D = -EI \frac{d^3w}{dx^3}$	$P e^{\beta x} \sin(\beta x - \frac{\pi}{2})$	$P\sqrt{2} e^{-\beta x} \sin(\beta x - \frac{\pi}{4})$	$T2\beta e^{-\beta x} \sin \beta x$	$T\beta\sqrt{2} e^{-\beta x} \sin(\beta x + \frac{\pi}{4})$
D_{extr}	$-P$ voor $x=0$	$-P$ voor $x=0$	$0,64 \beta T$ voor $x = \frac{\pi}{4\beta}$	βT voor $x=0$

uit: [Bouma, 9]

Appendix D

Niet-lineaire verplaatsing ligger van toplaagelementen

Appendix D – Niet-lineaire verplaatsing ligger van toplaagelementen

Waterdrukverschillen over de toplaagelementen groter dan het eigen gewicht van de elementen worden afgedragen door liggerwerking. Het in de ligger optredende buigend moment M wordt opgenomen door de excentrisch ligging van de normaalkracht N . De spanningen die hiermee gepaard gaan veroorzaken buigvervorming van de toplaag.

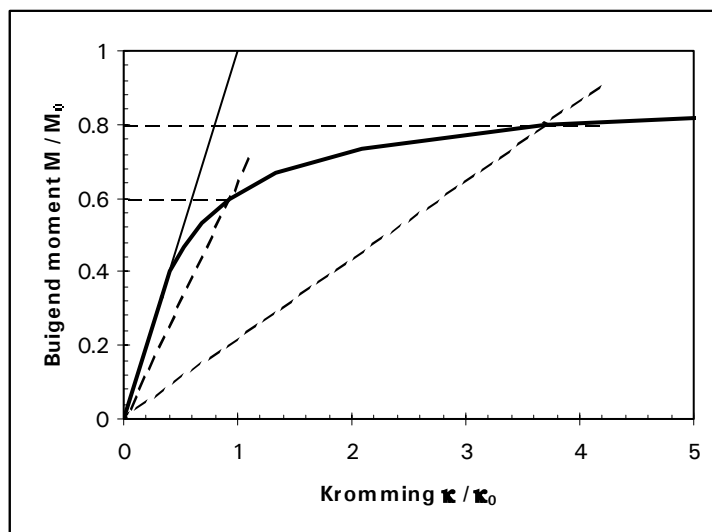
Tot aan het moment van optreden van gaping tussen de elementen wordt de relatie tussen buigend moment M en kromming κ van de toplaag aangenomen lineair elastisch te zijn.

$$M = EI \cdot \kappa$$

Voor $M > N \cdot \frac{1}{6} h$ is de relatie tussen moment en kromming ten gevolge van deze gaping niet langer lineair elastisch, doch neemt de kromming onevenredig toe.

De spanningen in het toplaagmateriaal en de contactspanningen in de voegen zijn voldoende laag om aan te nemen dat het materiaalgedrag van de elementen en van het voegvullingsmateriaal lineair elastisch blijft. Deze aanname geldt tot een waarde van de spanning van ca. 5 MPa voor de voegen. Deze waarde zal in het algemeen niet bereikt worden voor waarden van $M < 0,48 Nh$.

(De hier gehanteerde E-modulus voor het aangenomen lineair elastische gedrag is de fictieve E-modulus E_f , waarin de stijfheid van de voegen is verwerkt. Zie paragraaf 3.3.2)

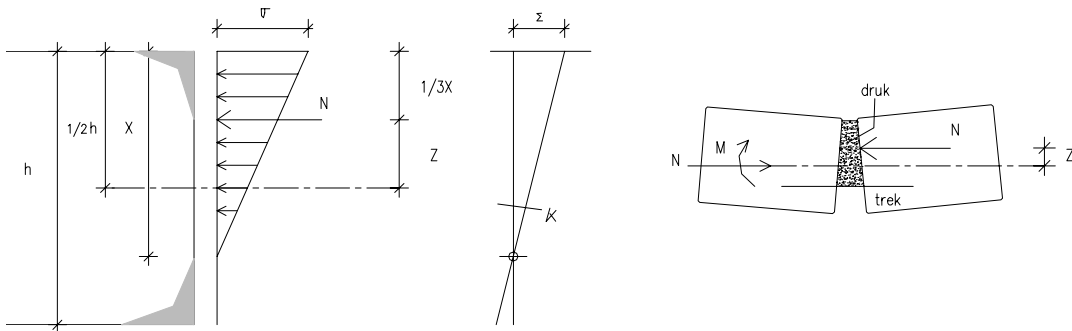


In de voeg tussen de toplaagelementen ontstaat bij aanname een driehoekig spanningsverloop. Daar waar de spanning nul is, dan wel trekspanning zou heersen, gaapt de voeg als gevolg van de indrukking van de voeg boven de lijn waar de spanning nul is (de neutrale lijn). Het feit dat er in de voegen geen trek kan worden opgenomen is de oorzaak van de onevenredige toename van de vervorming.

Dit geldt niet voor de elementen. Hierin wordt wel trek opgenomen.

De bijdrage van de vervorming van de elementen in de totale vervorming is zo gering dat het effect van de spanningsverdeling over de gehele hoogte verwaarloosd wordt.

Analyse van spanning en vervorming in de voegen



x = de drukzone hoogte

z = de inwendige hefboomsarm

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\sigma = \frac{N}{\frac{1}{2}x}$$

$$z = \frac{1}{2}h - \frac{1}{3}x, \text{ ofwel } x = 3 \cdot \left(\frac{1}{2}h - z\right) = 3 \cdot \left(\frac{1}{2}h - \frac{M}{N}\right)$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon}{x} = \frac{\sigma}{xE} = \frac{N}{\frac{1}{2}x^2E} = \frac{N}{\frac{9}{2}\left(\frac{1}{2}h - \frac{M}{N}\right)^2E}$$

M_0 = het theoretische uiterste moment = $N \cdot \frac{1}{2}h$

κ_0 = de bijbehorende waarde van de kromming in het geval deze nog lineair-elastisch zou zijn

$$\kappa_0 = \frac{M_0}{\frac{1}{12}h^3E} = \frac{6N}{h^2E}$$

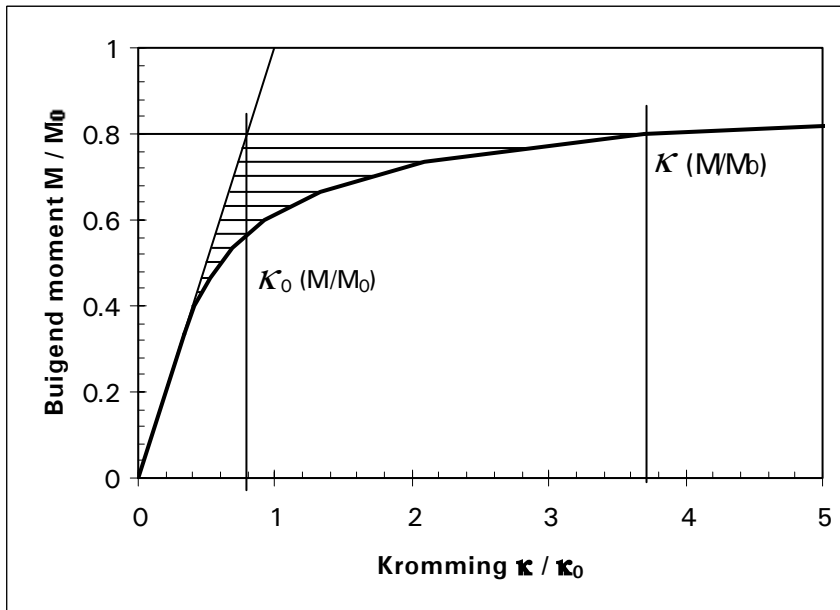
De verhouding κ / κ_0 kan nu worden geschreven als:

$$\frac{\kappa}{\kappa_0} = \frac{Nh^2E}{\frac{9}{2}\left(\frac{1}{2}h - \frac{M}{N}\right)^2 6NE} = \frac{\frac{1}{6}h^2}{\frac{9}{2}\left(\frac{1}{2}h - \frac{M}{N}\right)^2} = \frac{1}{27} \frac{1}{\left(\frac{1}{2} - \frac{M}{Nh}\right)^2} \text{ of } \frac{4}{27} \frac{1}{\left(1 - \frac{M}{M_0}\right)^2}$$

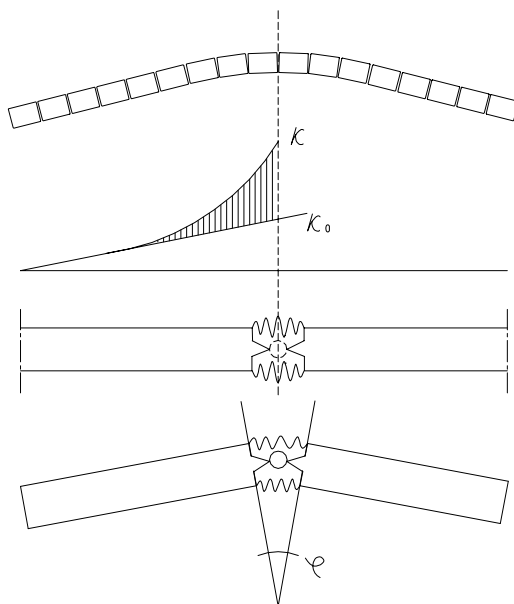
Voor het belastingtraject tussen het optreden van gaping en het optreden van toplaaginstabiliteit door doorslag is het uit praktische overwegingen gewenst om de berekening van de momenten in de toplaag te baseren op een constante EI .

Voor $M < 0,8 M_0$ kan dit met acceptabele nauwkeurigheid gedaan worden door voor de EI een fictieve waarde $(EI)_d$ te nemen die lager is dan de EI die geldt vòòr het optreden van gaping. Zie paragraaf 3.3.2.

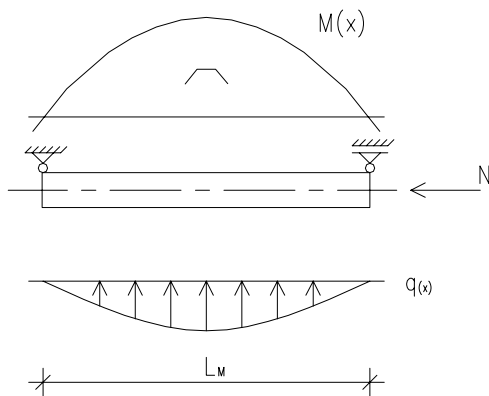
Bij $M > 0,8 M_0$ leidt deze aanpak niet tot een goede benadering van de buigvervorming van de toplaag. Daarvoor wordt een andere aanpak geïntroduceerd. De momentenverdeling wordt daarbij nog gebaseerd op een lineaire berekening met EI . De bijbehorende vervormingen worden gebaseerd op de niet-lineaire kromming behorende bij deze momentenverdeling. Hiertoe moet de 'extra' kromming die in de figuur op de volgende pagina gearceerd is meegeïntegreerd worden bij de berekening van de verplaatsing.



Het gearceerde oppervlak representeert de vervorming die ontstaat uit gaping van de elementen. De buigvervorming van de toplaag die daaruit voortkomt, wordt in rekening gebracht met een rotatieveer op de locatie van de extreme waarden van het buigend moment. De veer karakteristiek moet zodanig bepaald worden dat de buigvervorming van de toplaag overeenkomt met de werkelijke niet-lineaire buigvervorming.



Deze aanpak wordt uitgewerkt voor een model bestaande uit de onderstaande buigligger met een verdeelde belasting in sinusvorm. Deze ligger heeft een lengte L . Voor de lengte L moet de afstand tussen de buigpunten ter weerszijden van de extreme waarde van het buigend moment worden gekozen.



$$q(x) = q \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$$

$$M(x) = -\iint q(x) dx dx = \frac{1}{\pi^2} q L^2 \sin \frac{\pi x}{L}$$

$$M_{mid} = \frac{1}{\pi^2} q L^2 \approx 0,10 q L^2$$

De lineaire verplaatsing bedraagt:

$$Elu(x) = -\iint M(x) dx dx = \frac{1}{\pi^4} q L^4 \sin \frac{\pi x}{L}$$

$$u_{mid} = \frac{1}{\pi^4} q L^4 / EI \approx 0,0103 q L^4 / EI$$

De rotatie aan de uiteinden van de beschouwde ligger:

$$\varphi = \frac{1}{\pi^3} q L^3 / EI = \frac{1}{\pi} M_{mid} L / EI$$

De niet-lineaire verplaatsing kan worden bepaald door het krommingsverloop te integreren.

φ_s = de som van de rotaties over het beschouwde liggerdeel.

$$f_{\kappa} = \frac{\kappa}{\kappa_0} - \frac{\kappa_{lin}}{\kappa_0} = \frac{4}{27} \frac{1}{\left(1 - \frac{M}{M_0}\right)^2} - \frac{M}{M_0}, \text{ waarin } \frac{M}{M_0} \text{ een functie van } x \text{ is.}$$

$$\frac{1}{2} \varphi_s = \int_0^{\frac{1}{2}L} \kappa_0 f_{\kappa}(x) dx$$

Verdiscontering van de ligging van het zwaartepunt van het krommingsdiagram geeft een wiskundig exacte bepaling van de niet-lineaire verplaatsing u_{mid} .

$$u_{mid} = \int_0^{\frac{1}{2}L} \kappa_0 f_{\kappa}(x) \left(\frac{1}{2}L - x\right) dx$$

Analytische uitwerking van deze integralen geeft een oplossing met complexe getallen. Er wordt gekozen voor een eenvoudige numerieke integratie met de regel van Simpson.



$$F_{\kappa} = \frac{\int_0^{\frac{1}{2}L} f_{\kappa}(x) dx}{\frac{1}{2}L} \approx \frac{1}{12} \left(\frac{4}{27} \frac{1}{\left(1 - \frac{M}{M_0}\right)^2} - \frac{M}{M_0} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{4}{27} \frac{1}{\left(1 - \frac{M}{M_0} \sin\left(\frac{3\pi}{8}\right)\right)^2} - \frac{M}{M_0} \sin\left(\frac{3\pi}{8}\right) \right) +$$

$$\frac{1}{6} \left(\frac{4}{27} \frac{1}{\left(1 - \frac{M}{M_0} \sin\left(\frac{\pi}{4}\right)\right)^2} - \frac{M}{M_0} \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{4}{27} \frac{1}{\left(1 - \frac{M}{M_0} \sin\left(\frac{\pi}{8}\right)\right)^2} - \frac{M}{M_0} \sin\left(\frac{\pi}{8}\right) \right) + 0$$

$$\frac{1}{2} \varphi_s = \kappa_0 \frac{1}{2} L \cdot F_{\kappa}$$

Voor de zwaartepuntsafstand x_{κ} wordt gekozen voor een uitdrukking die volgt uit een fit van de uitkomsten van numerieke integraties.

Het blijkt dat

$$x_{\kappa} = \frac{L}{10} \text{ voor } \frac{M}{M_0} \leq 0.8$$

$$x_{\kappa} = \frac{L}{10} \sin^4\left(\frac{\pi}{0.4} \left(\frac{M}{M_0} - 0.6\right)\right) \text{ voor } \frac{M}{M_0} > 0.8$$

$$\text{Definieer de functie } F_x = \frac{\left(\frac{1}{2}L - x_{\kappa}\right)}{\frac{1}{2}L}.$$

Dan is de verplaatsing u_{mid} te schrijven als:

$$u_{mid} = \kappa_0 \left(\frac{1}{2}L\right)^2 F_{\kappa} F_x$$

Uit de gevonden uitdrukkingen worden nu de modelparameters bepaald.

Voor de starre ligger met de rotatieveer geldt:

$$\varphi_s = \frac{M}{C}$$

$$u_{mid} = \frac{\varphi_s L}{4} = \frac{ML}{4C}$$

De waarde van C volgt uit de gevonden uitdrukkingen voor deze rotaties en verplaatsingen.

$$C_{lin} = \frac{\pi}{2} \frac{EI}{L}$$

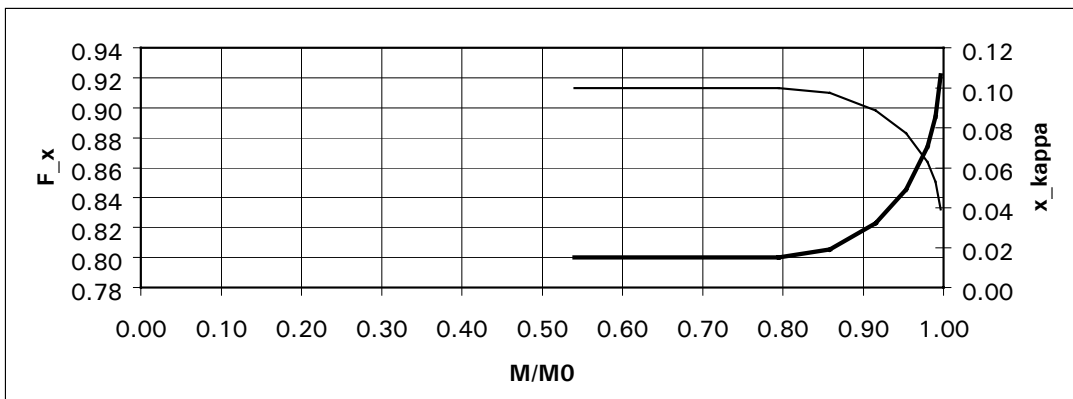
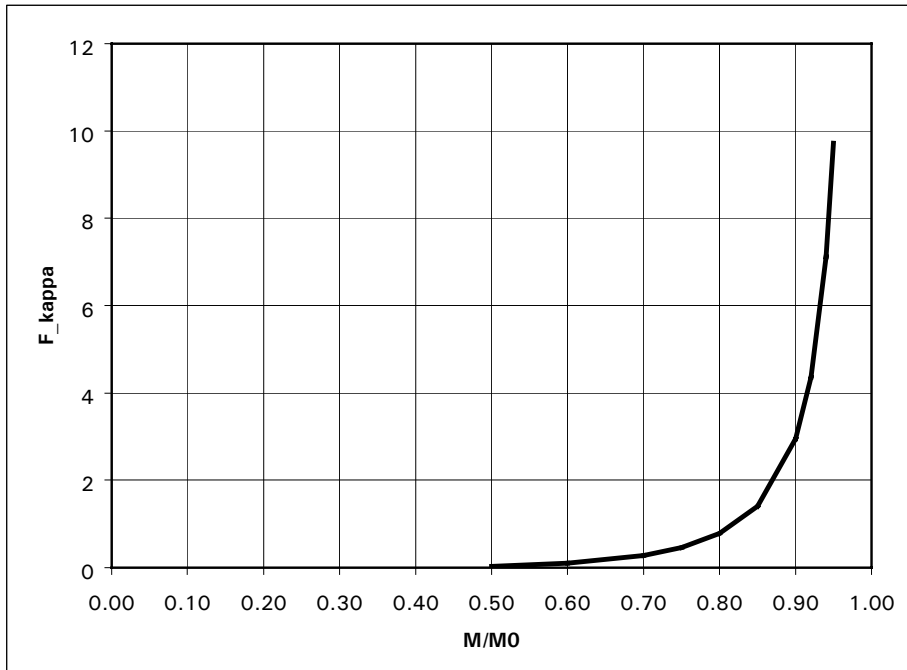
$$C_{nonlin} = \frac{EI}{L} \cdot \frac{\frac{M}{M_0}}{F_{\kappa} F_x}$$

Hierin zijn F_{κ} en F_x beide functies van M/M_0 . De functies zijn weer gegeven in de onderstaande grafieken.

De factor $\frac{\pi}{2} \frac{F_{\kappa} F_x}{\frac{M}{M_0}}$ is te beschouwen als een (vergrotings)factor voor het verschil tussen

de lineaire en de niet-lineaire verplaatsing.

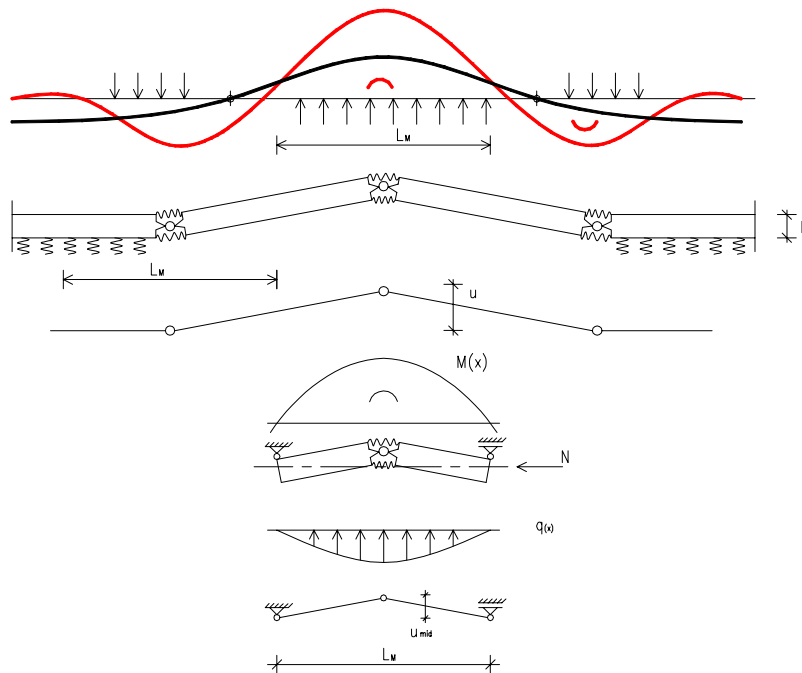
In onderstaande figuren zijn de functies F_x en F_{κ} geplott. In de figuur voor F_x moet men daarbij de vette lijn aflezen op de linker-*as*.



De waarde van de rotatieveerwaarde C , en de mate waarin gaping optreedt wordt sterk beïnvloed door de waarde van M/M_0 als deze oploopt tot boven de waarde 0.9. De ontwikkeling van vervorming van de toplaag, die uiteindelijk kan leiden tot doorslag verloopt dan als volgt.

- Op één plaats op de bovenzijde van het talud benadert de waarde van het (negatieve) extreme moment M de grenswaarde M_0 , bijvoorbeeld $M/M_0 = 0,9$.
- Er treedt sterke gaping op. De opbuiging zal toenemen. Dit gaat gepaard met toename van de positieve momenten op enige afstand van het extreme negatieve moment. Er treedt een zekere herverdeling van momenten op. De positieve momenten kunnen toenemen totdat deze ook in de buurt van de grenswaarde M_0 komen.
- Dan treedt ook daar sterke gaping op en dreigt er een mechanisme te ontstaan. De verplaatsing van de toplaagelementen kan dan sterk toenemen totdat instabiliteit door doorslag optreedt.

Het verloop van momenten en verplaatsingen dat uiteindelijk ontstaat, is hieronder weergegeven.



Voor de berekening van de verplaatsing van de toplaagelementen is de waarde van M/M_0 voor alle(drie de) benodigde rotatieveren van belang. In het onderstaande schema staan de optredende hoekverdraaiingen aangegeven. Als de belasting zo groot is dat $M/M_0 > 0,9$ in alledrie de scharnieren, dan geldt dat de bijdrage van de stijfheid van de rotatieveren in de stijfheid van het totale systeem zo dominant is dat het momentenverloop door het totale systeem volledig bepaald wordt door de positie en de grootte van de momenten in de scharnieren. Ook de grootte van de extreme waarde van de verplaatsing wordt door deze rotaties gedicteerd.

De herverdeling van momenten die nodig is om tot deze situatie te geraken, wordt hier niet proportioneel berekend. De ontstane eindsituatie wordt in het model bepaald door de omhullende grafiek van de moment-capaciteit te roteren zodat deze om tenminste twee van de drie extreme waarden van het berekende momentenverloop valt. Vervolgens worden de rotaties in de scharnieren verdeeld zodat, met inachtneming van de afstanden tussen de scharnieren een compatibel systeem ontstaat. Uit deze rotaties wordt het verloop van de verplaatsing berekend. Het verloop van deze verplaatsing is in de uitvoergrafieken weergegeven.

Tevens is ter toetsing van de doorslagstabiliteit de grootste verplaatsing gedeeld door de elementdikte D . Bij overschrijding van de waarde $u_{max} / D = 0.4$ is het systeem geometrisch instabiel. Zie voor afleiding van de factor 0.4 appendix E.

Appendix E

Doorslagstabiliteit drukboog van toplaagelementen

Appendix E – Doorslagstabiliteit drukboog van toplaagelementen

Het buigend moment in de ligger van toplaagelementen wordt opgenomen door een excentrisch liggende normaaldrukkracht. De plaats van het aangrijpingspunt van de normaalkracht varieert over de hoogte van de toplaagelementen en zo ontstaan inwendige drukbogen.

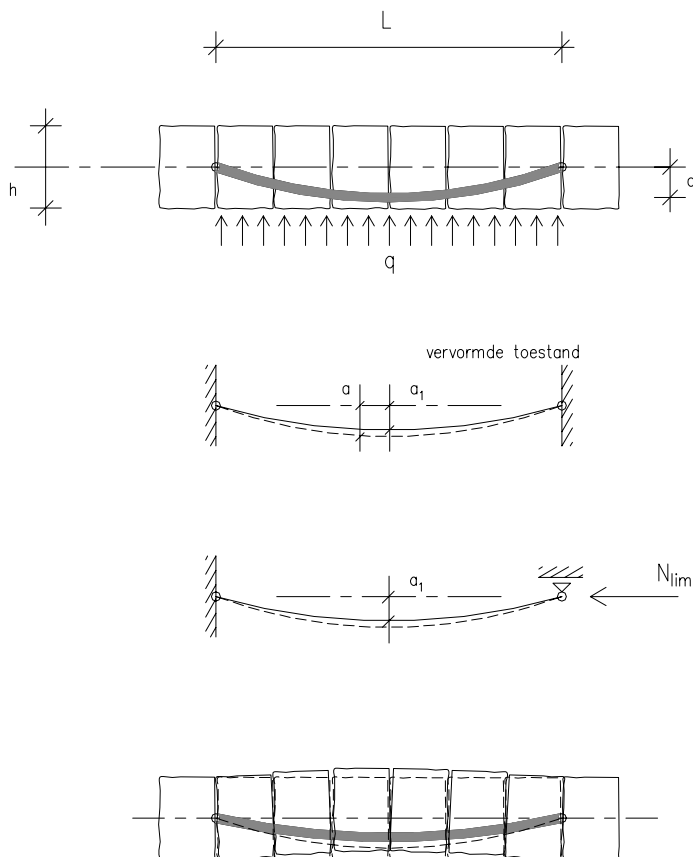
Geometrisch lineair

Bij een eerste orde beschouwing is de drukkracht gelijk aan de initieel aanwezige normaalkracht door zwaartekracht. De maximale excentriciteit is gelijk aan ca. $0,45 D$. Indien de excentriciteit groter zou worden neemt de vervorming van de ligger zo sterk toe dat een geometrisch niet-lineaire beschouwing gewenst is.

Geometrisch niet-lineair

Bij vervorming van de toplaag neemt de pijl van de bogen af, doch neemt de normaalkracht toe, omdat de verplaatsing van de blokken extra normaalkracht genereert. Bij denkbeeldig oneindig stijve randvoorwaarden lijkt de belastingsituatie in de toplaag op een klassiek doorslagprobleem, zoals dat bijvoorbeeld wordt behandeld in [Timoshenko, 52].

Hieronder worden de formules van het faalmechanisme ‘doorslag’ geëvalueerd. Dit met de bedoeling om vast te stellen bij welke verplaatsing van de boog deze zijn stabiliteit verliest. De verplaatsing is afhankelijk van de geometrie van de boog en de grootte van de drukkracht. De verplaatsing blijkt binnen de onderzocht range redelijk constant.



De geometrie van de boog wordt gegeven door de pijl a , de doorsnede A en het traagheidsmoment I . Zie voor de formules de bijgevoegde overdrukken uit [52].

a	A	$I = \frac{1}{12} A^3$	$m = \frac{4I}{Aa^2}$
0.30D	0.40D	5.33E-3	0.59
0.35D	0.30D	2.25E-3	0.24

De stabiliteit van de boog wordt beschreven met de uitdrukking

$$(1-u)^2 = (1-m\alpha)(1-\alpha)^2$$

met:

het relatieve denkbeeldige statische doorbuigingsgetal (als functie van de belasting q):

$$u = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{Ela}$$

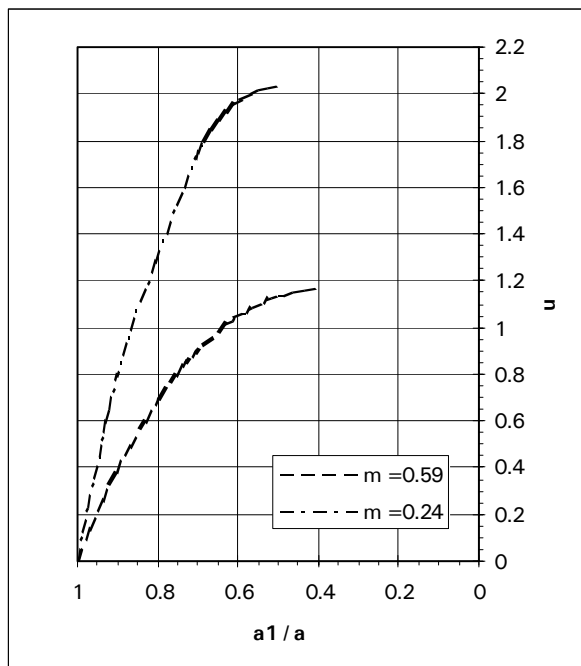
de stijfheidsparameter: $m = \frac{4I}{Aa^2}$

de relatieve knikkraft: $\alpha = \frac{NL^2}{\pi^2 EI}$

Het rechterlid van deze uitdrukking heeft een maximum voor $\alpha = \frac{2+m}{3m}$.

De grootte van dit maximum is: $\frac{4}{27} \frac{(1-m)^3}{m^2}$

Bij dit maximum treedt doorslag van de boog op. Voor het theoretisch geval zoals dat behandeld wordt in [Timoshenko, 52] betekent dit dat de boog doorschiet naar zijn inverse vorm en vervolgens op trek kan worden belast. Voor een boog bestaande uit losse elementen betekent doorslag dat de elementen hun samenhangende positie verliezen dat de boog dus bezwijkt. In de onderstaande figuur is dan ook slechts het eerste stijgende gedeelte van de S-vormige grafiek in [52] getekend.





De stijgende tak loopt tot een waarde van u die volgt uit het linkerlid van de vergelijking.

$$u_{max} = 1 + \frac{4}{27} \frac{(1-m)^3}{m^2}$$

De positie van de boog wordt beschreven met de pijl $a_1 = \frac{a(1-u)}{(1-\alpha)}$.

In de numeriek uitgewerkte gevallen wordt a_1 gegeven als a_1 / a .

m	$\alpha = \frac{2+m}{3m}$	$\frac{4}{27} \frac{(1-m)^3}{m^2}$	$1 + \frac{4}{27} \frac{(1-m)^3}{m^2}$	$\frac{a_1}{a}$
0.59	1.46	0.0285	1.17	0.37
0.24	3.06	1.06	2.03	0.50

Uit de geometrie van de boog juist voor doorslag kan worden berekend hoe ver de ligger van toplaagelementen opbuigt. Daarbij wordt uitgegaan van aan elkaar geschakelde convexe en concave bogen, die 3 halve sinusgolven vormen.

$$\delta = 2(a_1 - a)$$

$\frac{a_1}{a}$	$\frac{a_1}{D}$	$\frac{a_1 - a}{D}$	$\frac{\delta}{D}$
0.37	0.11	0.19	0.38
0.50	0.18	0.17	0.35

Het blijkt dat de opbuiging in de hier berekende gevallen niet groter dan $0.4D$ is. Er blijft dus altijd een inwendige hoogte van $0,6D$ over voor de hoogte van de sinusgolf. Deze waarde van $(1-0.4)D$ wordt in paragraaf 3.4.3 gehanteerd bij de bepaling van de tweede-orde momentcapaciteit van de toplaag.

Discussie

In de werkelijke situatie heeft het deel van de toplaag dat wil doorslaan geen oneindig stijve randvoorwaarden. de toename van de normaalkracht gaat gepaard met toename van de pakkingsdichtheid van de bekleding en het opschuiven van de elementen over de bedding, waardoor wrijving wordt gegenereerd die evenwicht maakt met de toegenomen drukkracht.

Er wordt verondersteld dat dit de waarde van de verplaatsing van ca. $(1-0.4)D$ niet beïnvloedt. Er is wel een invloed van de genoemde afwijkingen op de waarde van E en daarmee op de waarde van de α in het Timoshenko-model en/of op de drukkracht N . Ook de waarde van q waarbij de doorslag optreedt, wordt beïnvloed door de stijfheid en door de imperfecte randvoorwaarden.

Om dit theoretisch correct te onderzoeken zou een doorslagprobleem met verende randvoorwaarden moeten worden onderzocht.

Hier wordt de volgende redenering gehanteerd: de bekende maximaal mogelijke verplaatsing $0,4 D$ is begrenzend voor de inwendige hefboomsarm die kan ontstaan. De grootte van de normaalkracht die kan ontstaan, wordt begrensd door de randvoorwaarde van geactiveerde wrijving op de bedding, en wordt niet primair bepaald door de elasticiteit van de boog. Het product van $(1-0,4)D$ en N_{max} bepaalt de momentcapaciteit.

7.8. Buckling of Very Flat Curved Bars.¹ In the previous articles only extensionless forms of buckling of curved bars were considered. In the case of very flat curved bars, buckling in which axial strain is considered may occur at a smaller load than extensionless buckling and must be investigated. As an example of such buckling, let us consider a flat uniformly loaded arch with hinged ends (Fig. 7-16), the initial center line of which is given by the equation

$$y_1 = a \sin \frac{\pi x}{l} \quad (a)$$

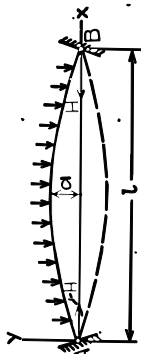


FIG. 7-16

If the rise a of the arch is large, the axial deformation of the arch under the action of the load can be neglected and the critical load can be obtained by assuming that during buckling there is an inflection point at the middle of the arch (see Art. 7.6). If a is very small, the axial deformation of the arch during loading cannot be neglected and the arch can buckle in a symmetrical form as shown in the figure by the dotted line.

In investigating the deformation of the arch, let us assume first that one of the hinges is on rollers; then the center line of the arch after loading can be represented with sufficient accuracy (see p. 27) by the equation

$$y_1 = \left(a - \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \right) \sin \frac{\pi x}{l} = a(1 - u) \sin \frac{\pi x}{l} \quad (b)$$

¹ See Timoshenko, *J. Appl. Mech.*, vol. 2, p. 17, 1935.

in which q is the intensity of the uniform load, EI is the flexural rigidity of the bar in the plane of the center line, and

$$u = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \quad (c)$$

In the case of immovable hinges, a thrust H will be produced by the loading and the final equation of the center line will be (see Art. 1.12)

$$y_2 = \frac{a(1-u)}{1-\alpha} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (d)$$

in which

$$\alpha = \frac{HP^2}{\pi^2 EI} \quad (e)$$

This equation can be used not only for $u < 1$ but also for $u > 1$, i.e., in cases where the deflection of the curved bar, calculated as for a simple beam, is larger than the initial rise of the arch. The quantity α can also be larger than 1, but it must be smaller than 4, since for $\alpha = 4$ there occurs buckling of the arch with an inflection point at the middle, and our assumption [Eq. (d)] that the arch remains symmetrical with respect to the middle is no longer fulfilled.

Assuming first that $u < 1$, we find from Eq. (d) that y_2 is positive if $\alpha < 1$ and negative if $\alpha > 1$. This means that if the thrust is smaller than the Euler load for a bar with hinged ends, the arch has the form shown by the full line in Fig. 7-16. The same arch can be kept deflected downward, as shown in the figure by the dotted line, if a thrust larger than the Euler load is applied. When $u > 1$, y_2 is positive for $\alpha > 1$ and becomes negative for $\alpha < 1$.

The actual shape of the arch after loading can be determined only when the quantity α , i.e., the thrust H , is known. The equation for calculating the thrust H is obtained by equating the change in length of the span due to deflection to the compression of the bar due to thrust. Assuming for first curves that the compressive force along the length of the bar is constant and equal to H , we obtain the equation

$$\frac{HL}{AE} = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy_1}{dx} \right)^2 dx \quad (f)$$

in which A is the cross-sectional area of the bar. Substituting for y and y_1 their expressions (a) and (d) and integrating, we obtain

$$(1-u)^2 = (1-m\alpha)(1-\alpha)^2 \quad (g)$$

in which

$$m = \frac{4I}{Ac^2} \quad (h)$$

For a given arch the quantity m is easily calculated, and if the load q is given, the quantity u can be determined from Eq. (c). Then the cor-

uit: [Timoshenko, 54]

responding value of α and consequently the thrust H are obtained from Eq. (g). Since this equation is not linear, more than one real root for α can be obtained under certain conditions, which indicates that there are several possible forms of equilibrium and that the stability of these forms must be investigated.

Considering the right-hand side of Eq. (g) as a function of α , we find that for $m < 1$ this function has a minimum value equal to 0 for $\alpha = 1$ and a maximum value for $\alpha = (2 + m)/3m$. The magnitude of this maximum is

$$\frac{4}{27} \frac{(1-m)^2}{m^3} \quad (i)$$

In Fig. 7-17 the right-hand side of Eq. (g) is represented graphically for the case where $m = \frac{1}{2}$. For this value of m the maximum occurs at $\alpha = \frac{5}{3}$, and the magnitude of this maximum, from (i), is equal to $\frac{8}{27}$.

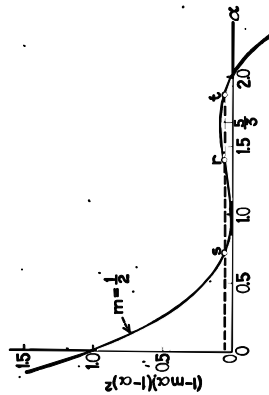


FIG. 7-17

If the load q is of such magnitude that the left-hand side of Eq. (g) is larger than the above maximum, we obtain only one real solution for α , which indicates that only one form of equilibrium is possible and the equilibrium is stable. If the left-hand side of Eq. (g) is smaller than the quantity (i), three solutions for α are obtained as shown by intersection points s , r , and t in Fig. 7-17 and the question of stability of the corresponding forms of equilibrium must be considered. Applying these conclusions in the above numerical example, we find that the equilibrium is always stable if

$$(1-u)^2 > \frac{8}{27}$$

which is equivalent to the conditions

$$u < 1 - \sqrt{\frac{8}{27}}$$

$$u > 1 + \sqrt{\frac{8}{27}} \quad (j)$$

The first of these conditions corresponds to the form of equilibrium convex upward as shown in Fig. 7-16 by the full line, and the second to the form convex downward as indicated in the figure by the dotted line.

For any value of m smaller than 1 the conditions of stability, equivalent to conditions (j), are

$$u < 1 - \sqrt{\frac{4}{27} \frac{(1-m)^2}{m^3}} \quad (k)$$

$$u > 1 + \sqrt{\frac{4}{27} \frac{(1-m)^2}{m^3}}$$

Hence, conditions which make possible more than one form of equilibrium and for which an investigation of stability is necessary are

$$u > 1 - \sqrt{\frac{4}{27} \frac{(1-m)^2}{m^3}} \quad (l)$$

$$u < 1 + \sqrt{\frac{4}{27} \frac{(1-m)^2}{m^3}}$$

If $m \geq 1$, Eq. (g) has only one real root, as can be seen from Fig. 7-18, in which the right-hand side of Eq. (g) is represented by curves for $m = 2$

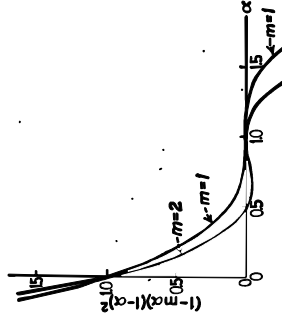


FIG. 7-18

and $m = 1$. It is seen that for any positive value of $(1-u)^2$ we obtain only one value for α , and this value is less than unity. Hence for $m \geq 1$ there is only one possible form of equilibrium that will be stable. The question of instability will arise only if $m < 1$ and if the load is within the limits indicated by conditions (j).

In the investigation of the stability of the arch it is advantageous to represent graphically the rise of the arch as a function of the load or as a function of the quantity u . By using Eq. (d) we see that this rise is

$$a_1 = \frac{\alpha(1-u)}{1-\alpha} \quad (m)$$

By taking in each particular case a series of values of α , we can calculate the corresponding values of u from Eq. (9) and the rise α_1 from Eq. (m). In Figs. 7-19 the values of α_1/c are plotted against u . The full line represents the case where $m = \frac{1}{2}$, and the two dotted lines represent the cases where $m = \frac{1}{4}$ and $m = 1$. Considering the case $m = \frac{1}{2}$, we see from the curve that the deflection gradually increases with an increase of the load up to the point A, which corresponds to the maximum ($\alpha = \beta$) on the curve shown in Fig. 7-17. Beginning at this point, further deflection

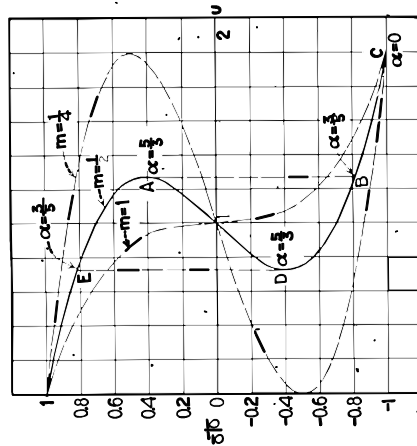


FIG. 7-19

continues with a decrease of u , i.e., with a decrease of the load q . This fact indicates that at the point A, i.e., for

$$(1 - u)^2 = \frac{1}{4}$$

the form of equilibrium of the arch shown in Fig. 7-16 by the full line becomes unstable and the arch buckles downward as shown by the dotted line. The sag of this new form of equilibrium is given in Fig. 7-19 by the position of the point B. This new form is stable, and any further increase of the load produces a gradual increase in deflection as shown by the portion BC of the curve in Fig. 7-19. The thrust H during this loading decreases, becoming zero at the point C and negative with further increase of the load. If, starting from the point B, we begin to diminish the load, the deflection of the arch gradually diminishes up to the point D. At this point the load becomes insufficient to keep the arch deflected convex down, and it buckles upward to the position given in Fig. 7-10

by the point E. From this discussion we see that there exists the possibility of having more than one form of equilibrium in the region limited by the verticals ED and AB which corresponds to the conditions (j). In the general case this region is defined by conditions (l), and we conclude that the critical load at which the arch will buckle convex down is determined from the equation¹

$$u = 1 + \sqrt{\frac{4}{27} \frac{(1-m)^2}{m^2}} \quad (7-28)$$

From the curves in Fig. 7-19 it can be concluded that the region in which more than one form of equilibrium is possible becomes smaller and smaller with an increase of m and that, when m becomes equal to 1, the two limits given by (l) coincide; hence, beginning from this value of m , there will always be only one form of equilibrium possible.

In the above discussion it was assumed that a uniformly distributed load is acting on the arch, but the results obtained can be used for all cases in which the deflection of the arch, considered as a beam, can be represented with sufficient accuracy by the first term of the sine series (see Art. 1.11). Taking, for instance, a concentrated vertical load P applied at the middle of the arch, the critical value of this load is obtained from Eq. (7-28),² it being only necessary to substitute in this equation

$$u = \frac{P^2}{48EI} \frac{1}{c} \quad (n)$$

In an analogous manner the problem can be solved also if the load P is applied at some point other than the middle. It is only necessary to substitute for $P^2/48EI$ in Eq. (n) the corresponding deflection at the middle of the beam.

Appendix F

Toplaagbelasting en responsie bij golfklap



Appendix F – Toplaagbelasting en responsie door golfklap

Voor de golfklapbelasting wordt voornamelijk uitgegaan van een opwaarts gericht stijghoogteverschil over de toplaag dat is gemeten in de Deltagootproeven.

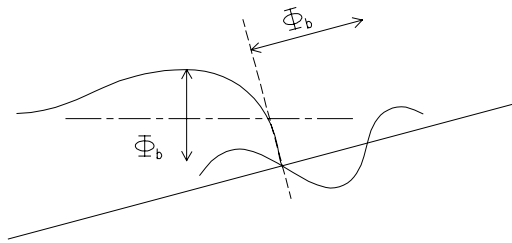
In deze studie wordt daar aan toegevoegd de veronderstelling dat er op het maatgevende tijdstip ter weerszijden van de zone met opwaartse verschildrukken, neerwaartse verschildrukken aanwezig zijn. In een strook beneden de opwaarts belaste zone is er de druk van het golffront en in de zone erboven de druk van de golfklap op het talud. Deze laatste is op het tijdstip dat de opwaartse druk maximaal is, reeds over zijn maximum heen. Voor het bedoelde drukverloop wordt een sinus-vormig verloop aangenomen. De veronderstellingen zijn gebaseerd op het in Deltagootproeven geregistreerde drukverloop. Zie hiervoor de bijgevoegde grafieken uit [Klein Breteler, 30]

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

met

$$q_w = \rho g \Phi_w$$

$$L = \frac{4}{3} \Phi_b$$



Redenerend vanuit de gevonden oplossingen voor het momentenverloop in de toplaag bij golfterugtrekking, en gebruikmakend van de aangenomen symmetrie in het belastingverloop wordt er voor gekozen om het momentenverloop dat ontstaat bij golfklapbelasting te bepalen uit integratie van het belastingverloop. Er wordt ingeschat dat hiermee een licht conservatief resultaat voor de grootte van de momenten wordt gevonden.

$$D(x) = -\int q(x) dx = -\frac{q_w L}{\pi} \sin \frac{\pi x}{L}$$

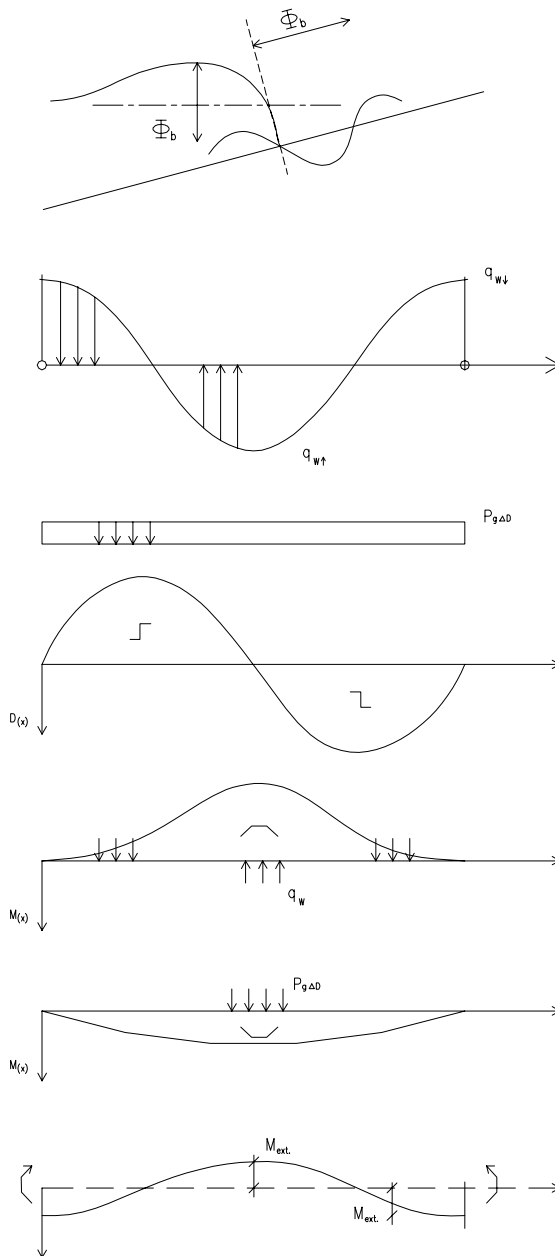
$$M(x) = \int D(x) dx = \frac{q_w L^2}{\pi^2} \cos \frac{\pi x}{L} + C$$

Voor de neerwaarts gerichte eigen gewichtsbelasting van de toplaag wordt gevonden:

$$M(x) = \frac{1}{2} q x (2L - x) = \frac{1}{2} \rho g \Delta D x (2L - x)$$

Evenals bij het geval van golfterugtrekking zal als gevolg van de relatief grote rotaties ter plaatse van de extreme momenten een verdeling van momenten kunnen ontstaan waarvoor geldt dat:

$$M_{ext} = \frac{1}{\pi^2} q_w L^2 - \frac{1}{4} \rho q \Delta D L^2$$



Het piekmoment treedt op bij $x = x_s - \frac{1}{3} \Phi_b \cos \alpha$, dit als gevolg van de plaats van de golfklap. Op deze plaats moet nu de waarde van $M_0 = N \frac{1}{2} D$ berekend worden. Voor de hoogte op het talud waar beneden zich normaalkracht ontwikkeld heeft, wordt het niveau van de golftop (a_4) aangehouden.

De eis is dat $M_{ext} = 0.9 M_0$
Middels berekening van wordt nu gezocht naar de verhouding van de belasting q_w en $\rho g \Delta D$ waarbij juist geldt dat $M_{ext} = 0.9 M_0$.

De sterkte van de bekleding tegen golfklapbelasting is vervolgens uit te drukken in de daaruit af te leiden waarden $\frac{H}{\Delta D}$ en $\frac{\Phi_w}{\Delta D}$.



Specifiek voor de golfklapbelasting is het zinvol om ook te kijken naar afdracht in de lengterichting van de dijk.

Voor het buigend moment in de kortste overspanningsrichting (L) van een scharnierend opgelegd plaat geldt:

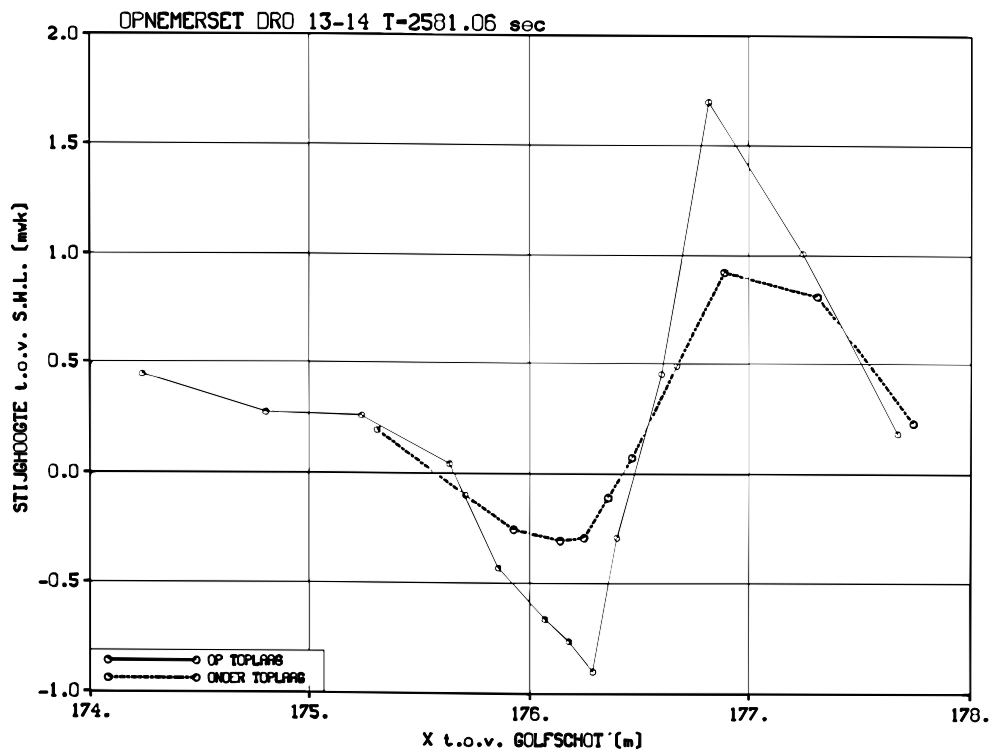
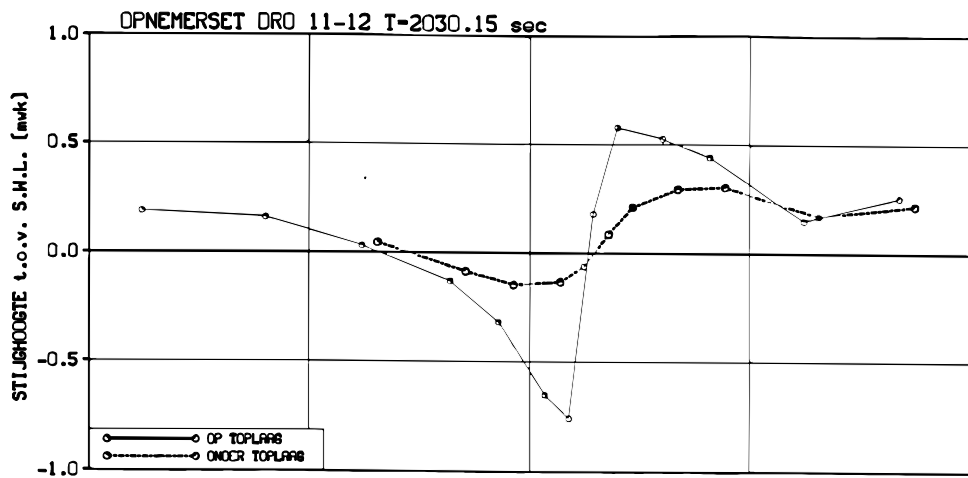
$$m_{xx,ext} = \frac{qL^2 b^2 (b^2 + vL^2)}{\pi^2 (L^2 + b^2)^2}$$

neem aan $v=0.1$

b/L	$m_{xx,ext}$	Reductie-factor t.o.v. ∞
1	$0.028 qL^2$	0.27
2	$0.067 qL^2$	0.66
3	$0.082 qL^2$	0.81
∞	$\frac{1}{\pi^2} qL^2$	1.0

De duur van de golfklap en de bijbehorende opwaartse belasting is dusdanig kort dat nooit meer dan enkele meters tegelijkertijd aangevallen worden. Indien, vooruitlopend op nadere studie wordt aangenomen dat het piekmoment in de richting op de helling van de dijk met een factor 0.7 kan worden gereduceerd, worden hogere waarden gevonden

voor de parameters $\frac{H}{\Delta D}$ en $\frac{\Phi_w}{\Delta D}$.



MOMENTAAN STIJGHOOGTEVERLOOP BIJ 2% WAARDE
VAN STIJGHOOGTEVERSCHIL PER OPNEMERSET

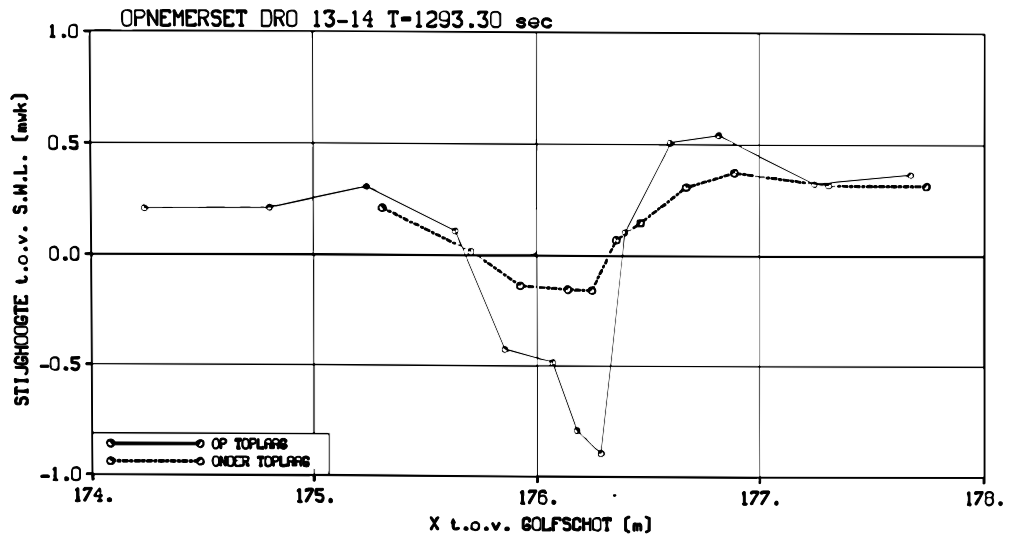
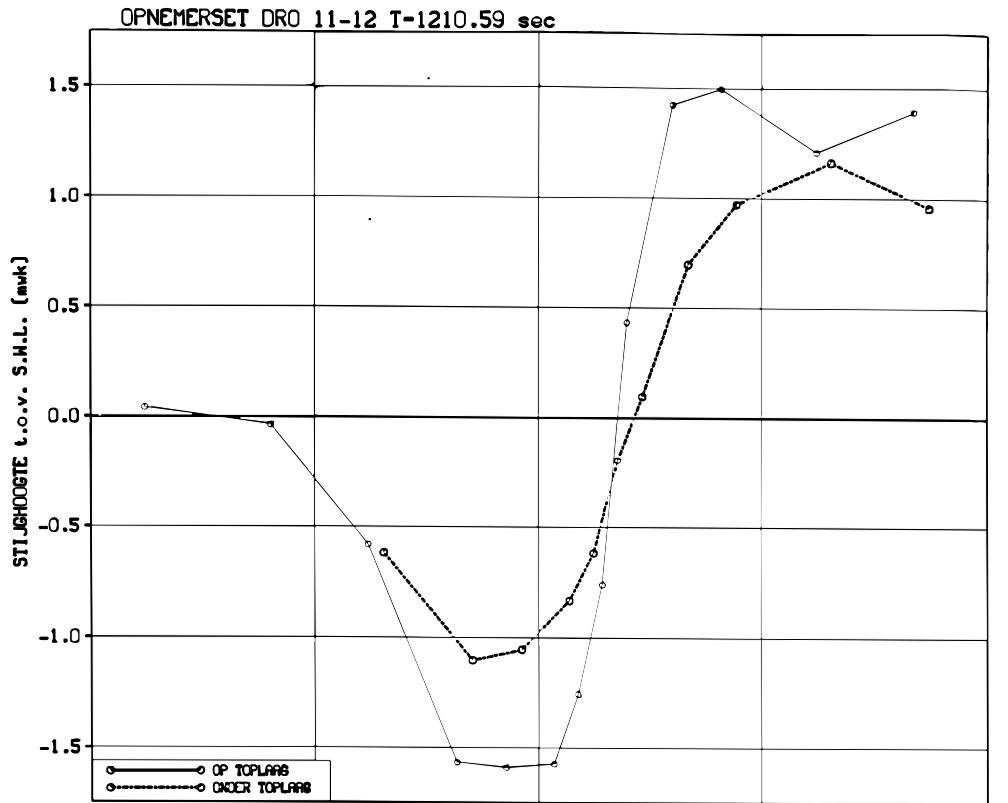
12c004

4 Hz GEFILTERD

WL | DELFT HYDRAULICS

H3272.74

Fig.10.42



MOMENTAAN STIJGHOOGTEVERLOOP BIJ 2% WAARDE
VAN STIJGHOOGTEVERSCHIL PER OPNEMERSET

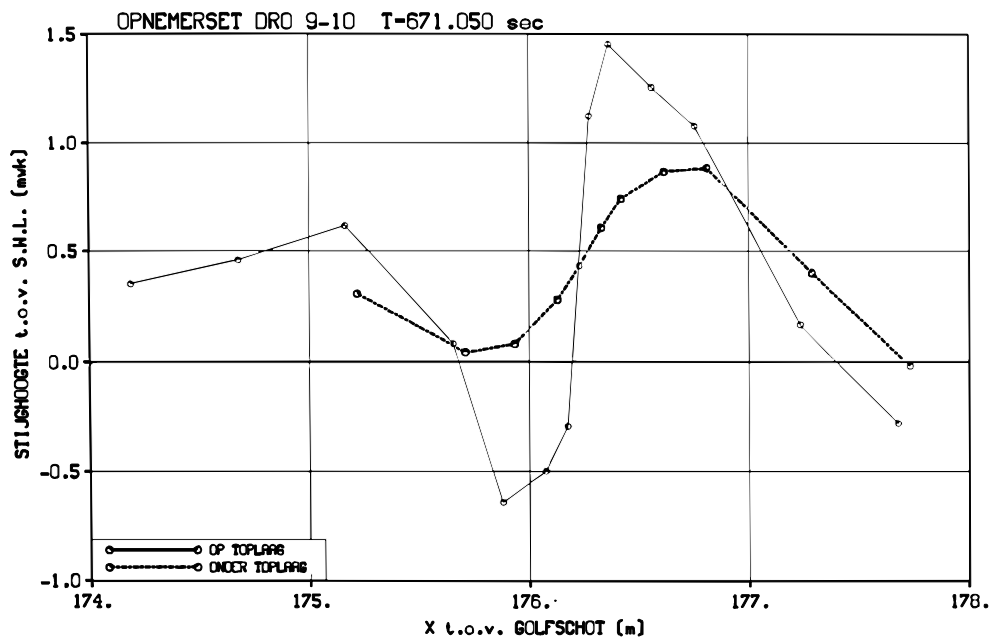
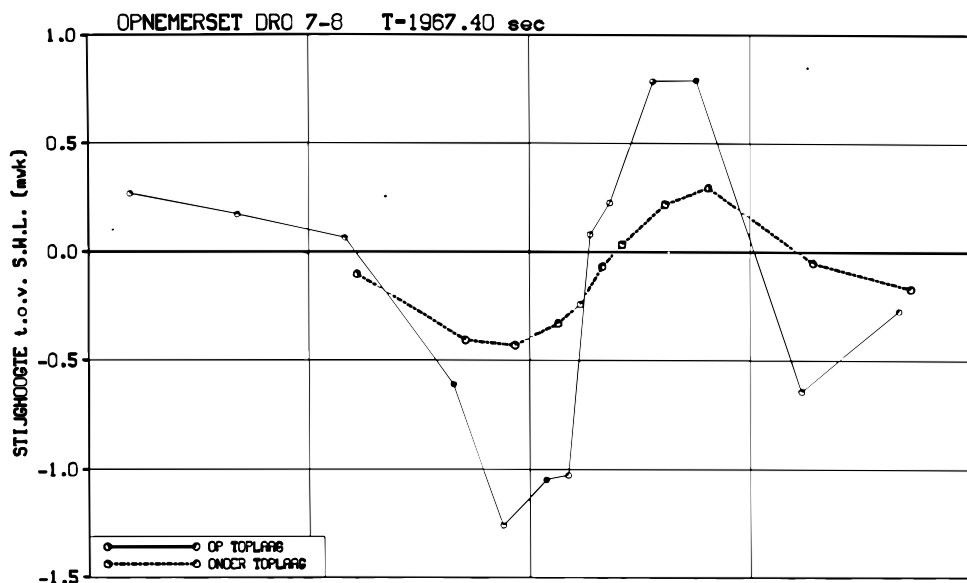
12c005

ONGEFILTERD

WL | DELFT HYDRAULICS

H3272.74

Fig.10.44.



MOMENTAAN STIJGHOOGTEVERLOOP BIJ 2% WAARDE
VAN STIJGHOOGTEVERSCHIL PER OPNEMERSET

12do06

ONGEFILTERD

WL | DELFT HYDRAULICS

H3272.74

Fig.10.47..

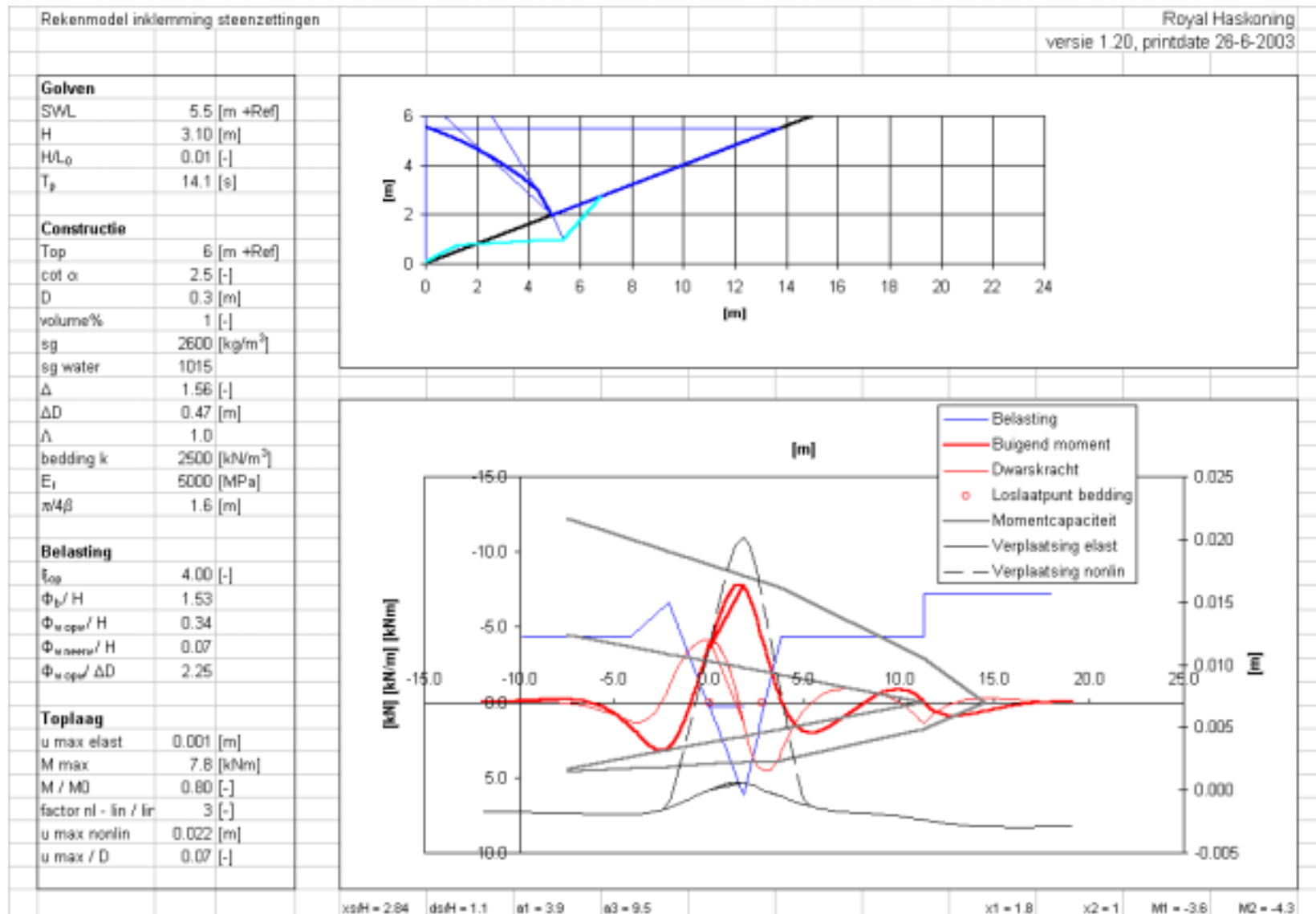


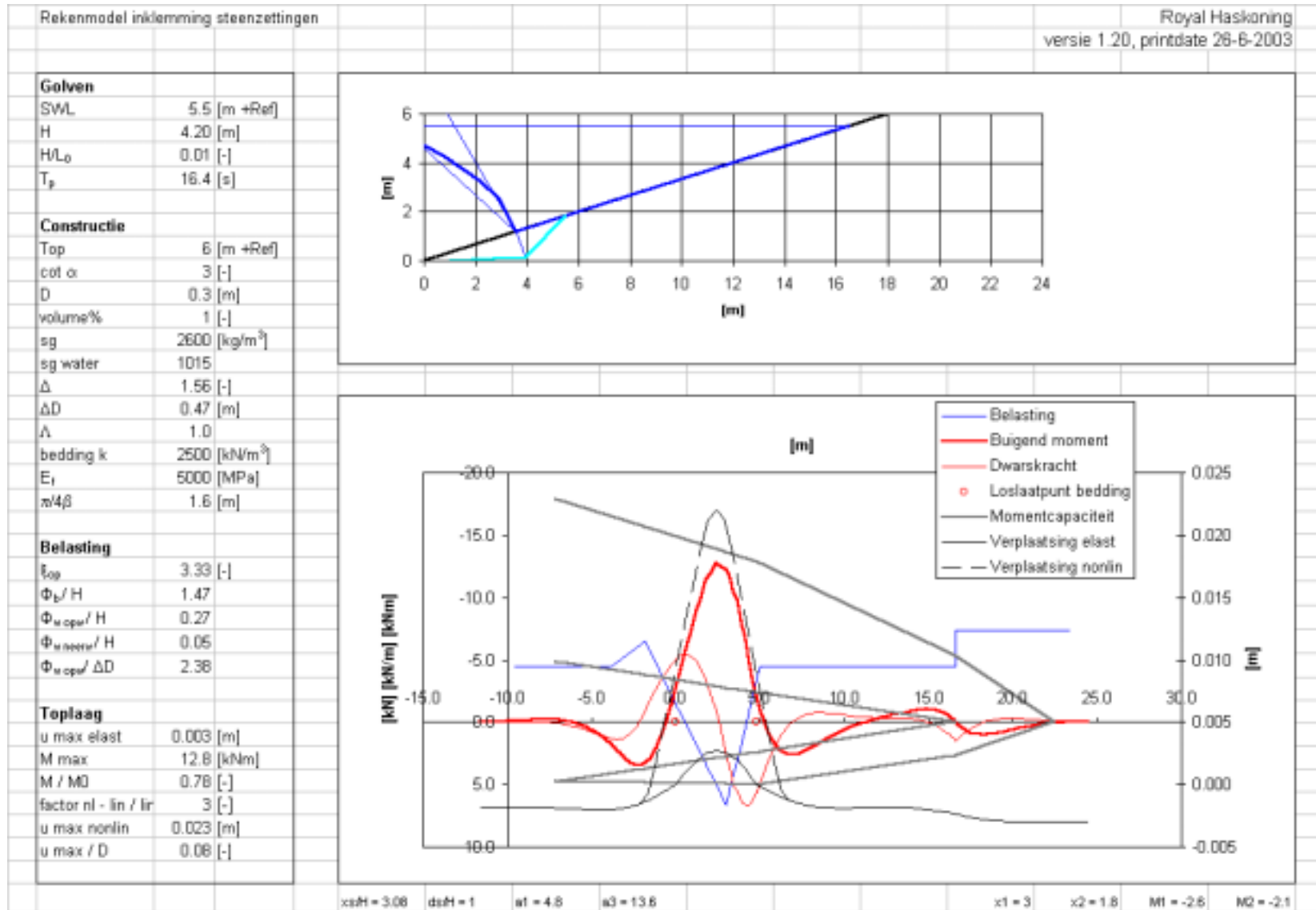
Appendix G

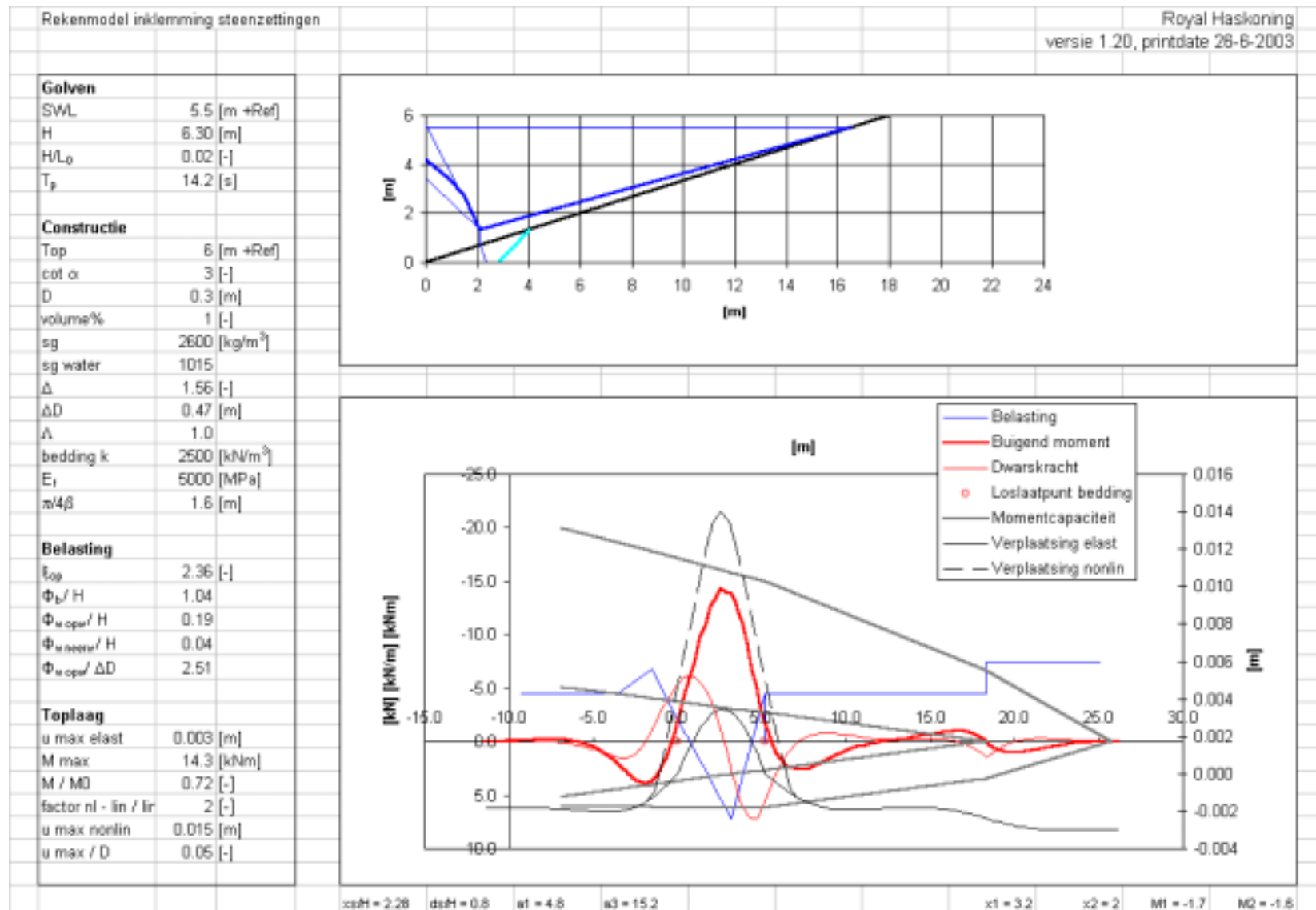
Uitvoer berekeningen

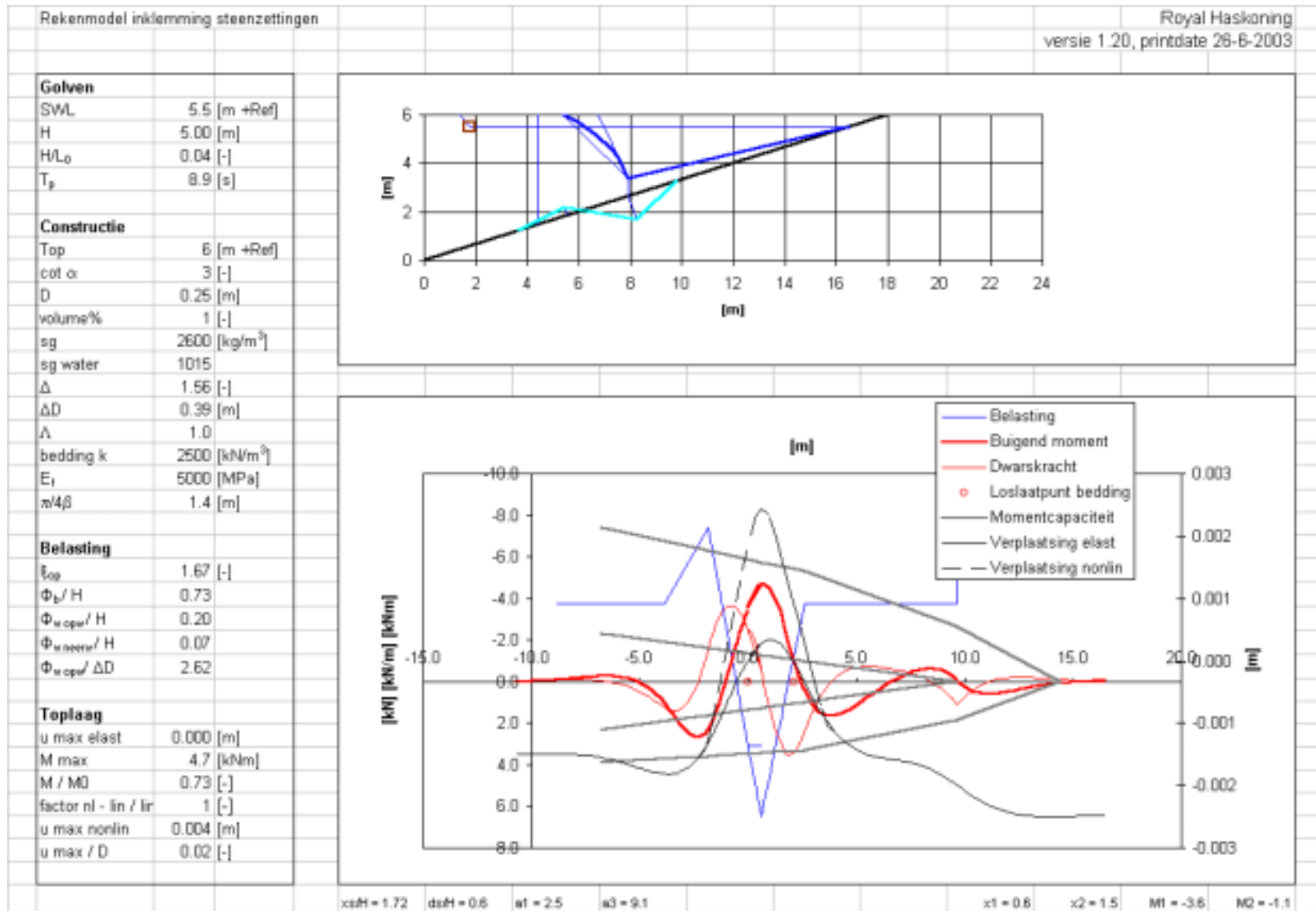
Overzicht uitgevoerde berekeningen

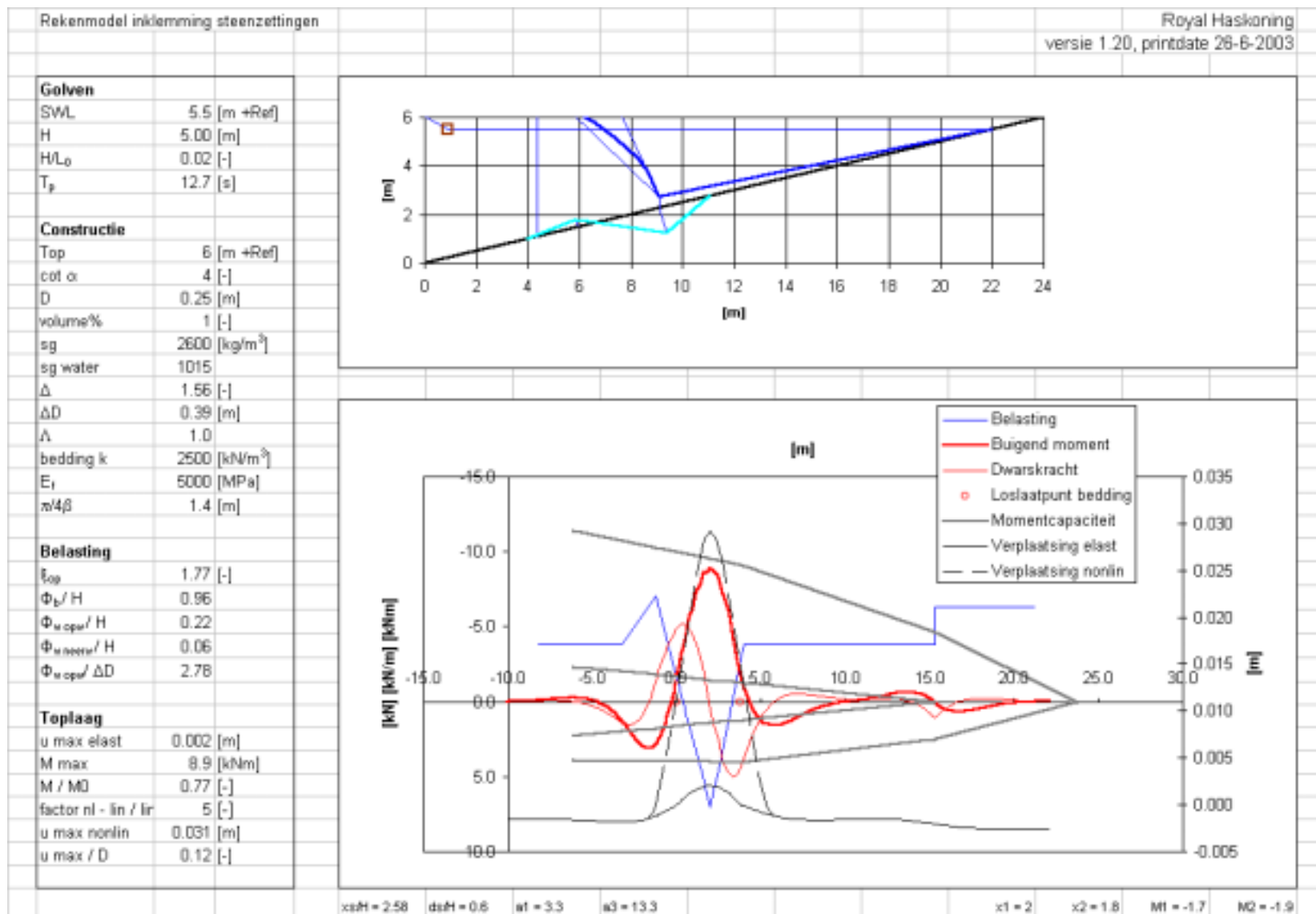
pg.	golven		dijk		bekleding			ligger			Toelaatbare golfbelasting			Inklemfactor		statische methode		plaats golfterugtrekking		
	SWL [m]	H/L ₀	cqtα	ξ _{op}	ΔD [m]	Λ [m]	Λ / ΔD	k [kN/m ³]	E _f [MPa]	π/4β [m]	H [m]	Φ _{w opw} /H	H/ΔD	Φ _w /ΔD	cosα/ξ	M	M/3	x _s /H	d _s /H	d _s /ΔD
G-2	5.5	0.01	2.5	4	0.47	1	2.1	2500	5000	1.6	3.1	0.34	6.55	2.25	0.24	27.0	9.0	2.84	1.14	7.5
G-3		0.01	3	3.33	0.47	1	2.1	2500	5000	1.6	4.2	0.26	8.94	2.36	0.29	31.1	10.4	3.08	1.03	9.2
G-4		0.02	3	2.36	0.47	1	2.1	2500	5000	1.6	6.3	0.19	13.40	2.49	0.39	34.4	11.5	2.28	0.76	10.2
G-5		0.04	3	1.67	0.39	1	2.6	2500	5000	1.4	5.0	0.21	12.92	2.68	0.51	25.2	8.4	1.72	0.57	7.4
G-6		0.02	4	1.77	0.39	1	2.6	2500	5000	1.4	5.0	0.21	12.92	2.77	0.49	26.3	8.8	2.58	0.64	8.3
G-7		0.04	4	1.25	0.31	1	3.2	2500	5000	1.2	3.8	0.23	12.19	2.79	0.62	19.5	6.5	1.93	0.48	5.9
G-8		0.02	5	1.41	0.31	1	3.2	2500	5000	1.2	3.6	0.26	11.74	3.02	0.58	20.3	6.8	2.84	0.57	6.7
G-9		0.04	5	1	0.31	1	3.2	2500	5000	1.2	4.8	0.20	15.4	3.07	0.71	21.7	7.2	2.11	0.42	6.5
G-10		0.04	4	1.25	0.47	1.5	3.2	2500	5000	1.6	2.8	0.31	5.96	1.83	0.62	9.5	3.2	1.93	0.48	2.9
G-11		0.04	5	1	0.47	1.5	3.2	2500	5000	1.6	7.0	0.20	14.9	2.98	0.71	21.1	7.0	2.11	0.42	6.3
G-12		0.04	4	1.25	0.47	2	4.3	2500	5000	1.6	3.5	0.31	7.45	2.31	0.62	11.9	4.0	1.93	0.48	3.6
G-13		0.04	5	1	0.47	2	4.3	2500	5000	1.6	3.7	0.29	8.04	2.30	0.71	11.4	3.8	2.11	0.42	3.4
G-14		0.02	4	1.77	0.47	2	4.3	2500	5000	1.6	2.0	0.47	4.26	2.00	0.49	8.7	2.9	2.58	0.65	2.7
G-15		0.04	5	1	0.47	2	4.3	2500	5000	1.6	3.0	0.30	6.38	1.91	0.71	9.0	3.0	2.11	0.42	2.7

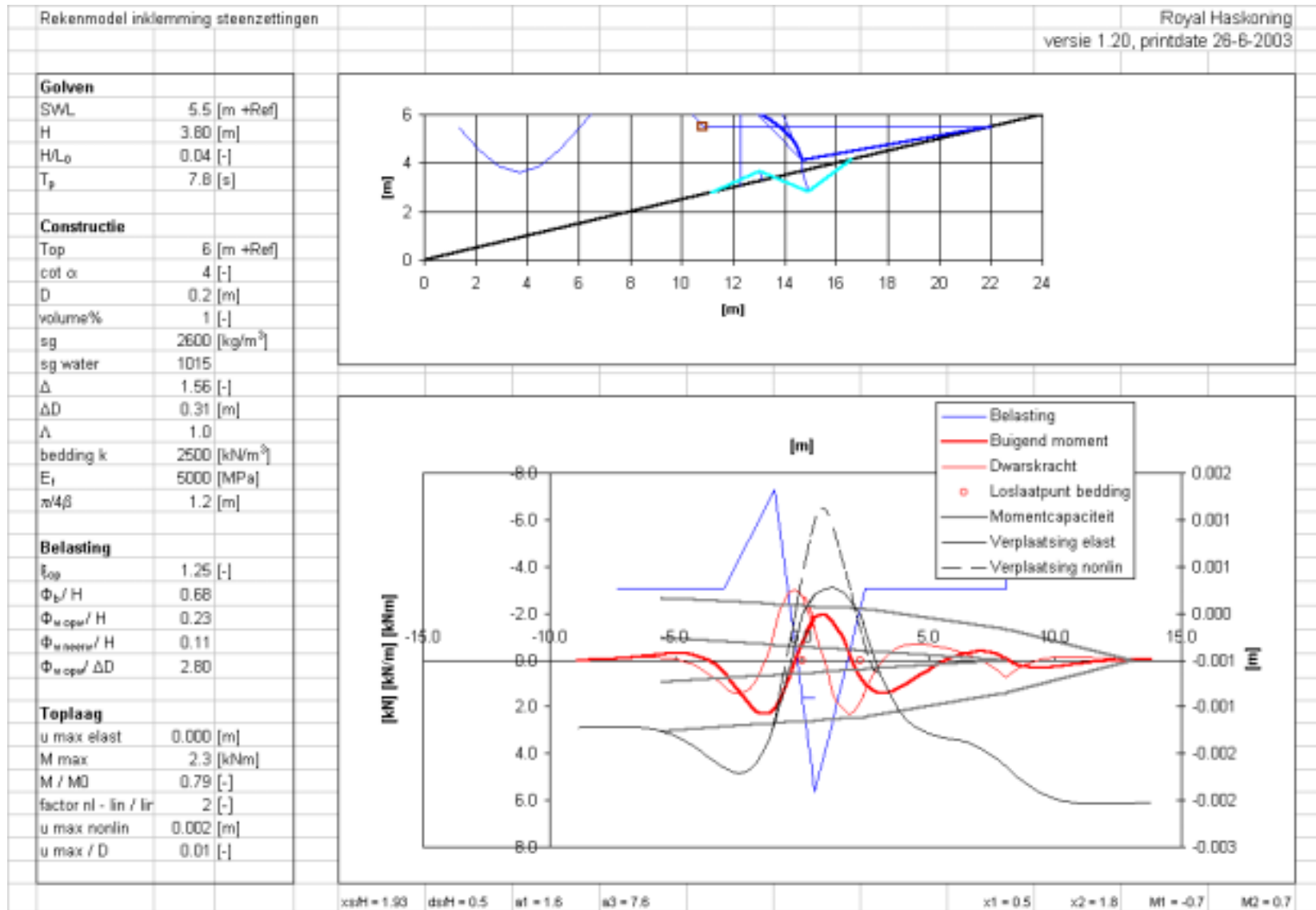


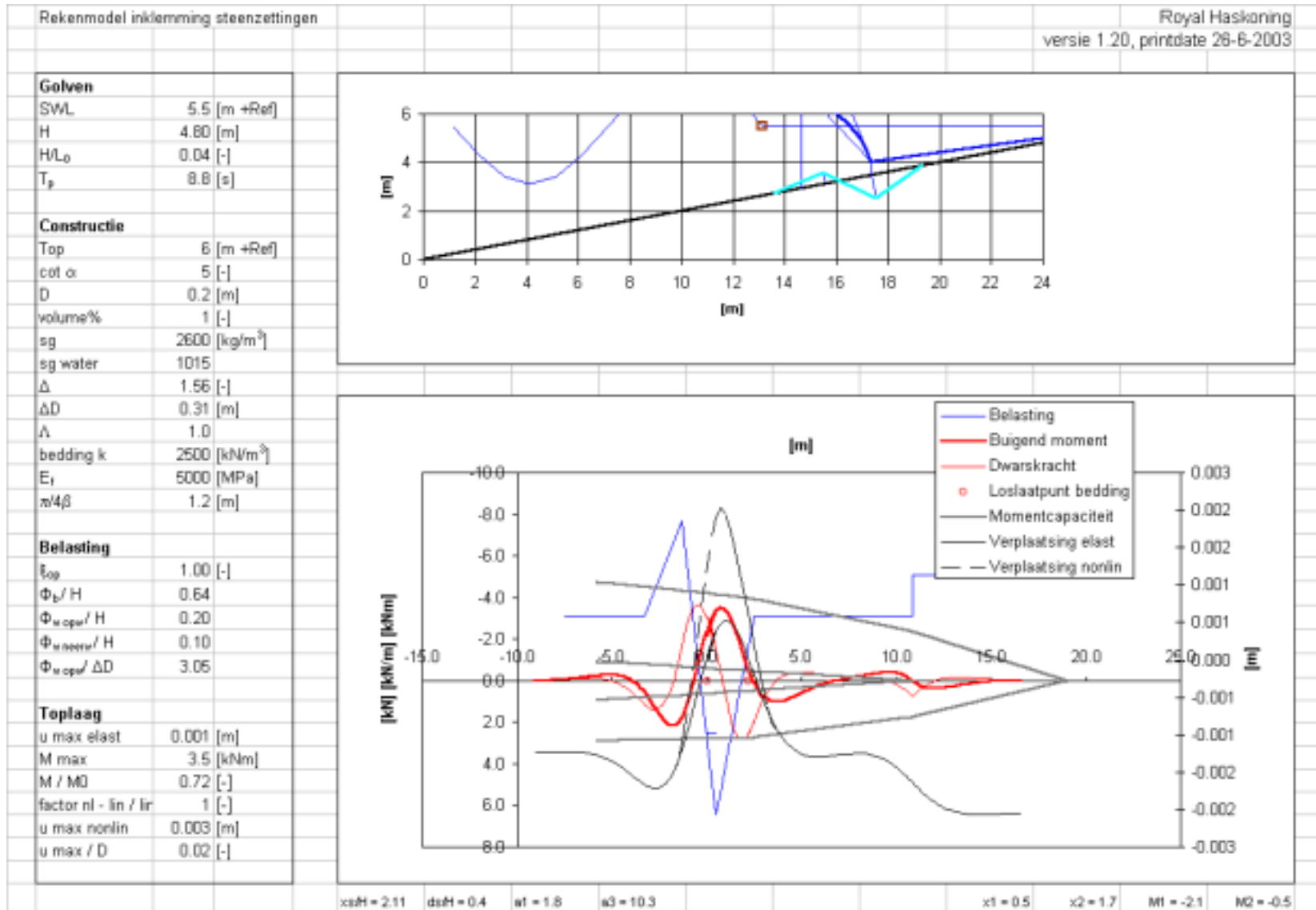


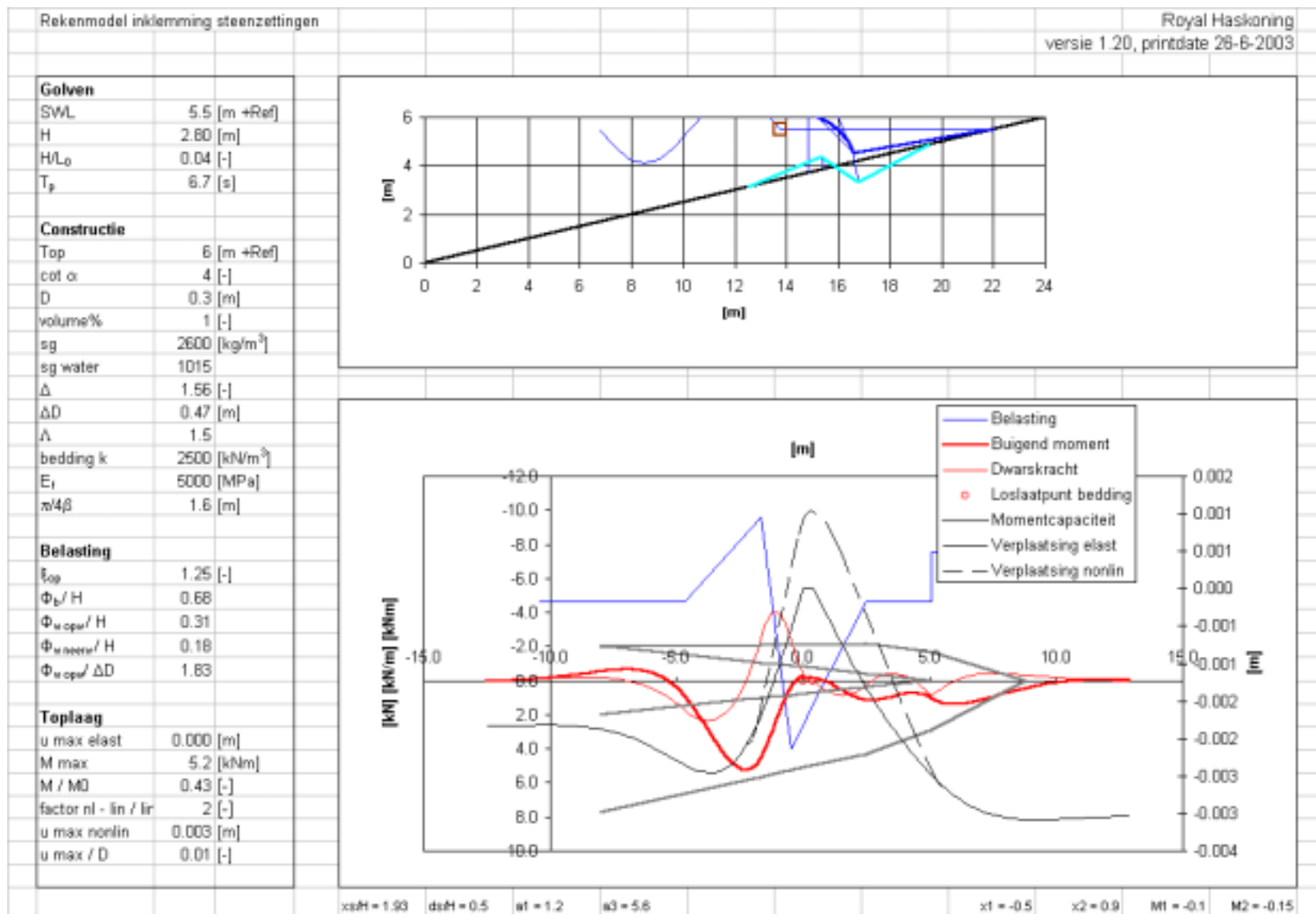


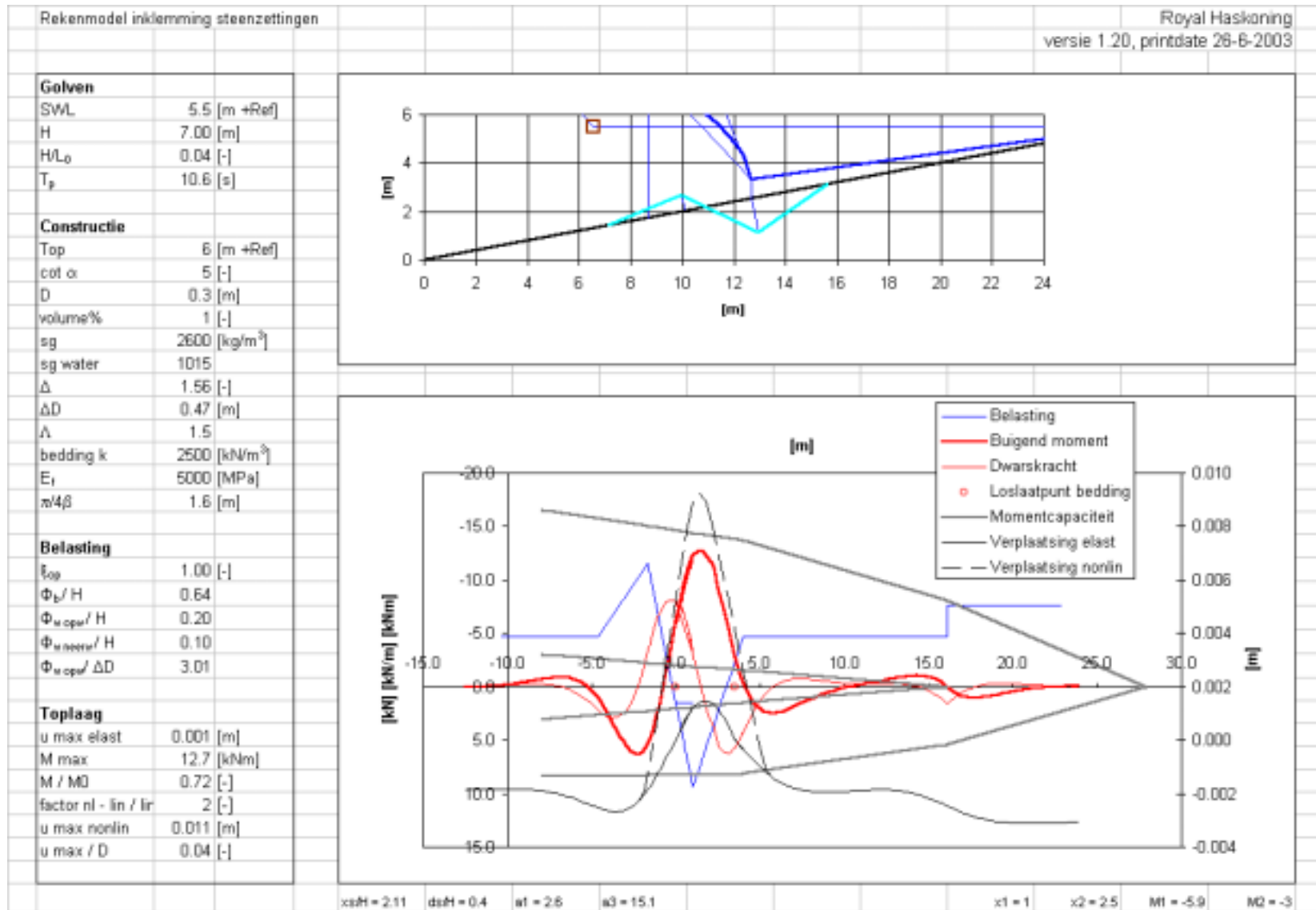


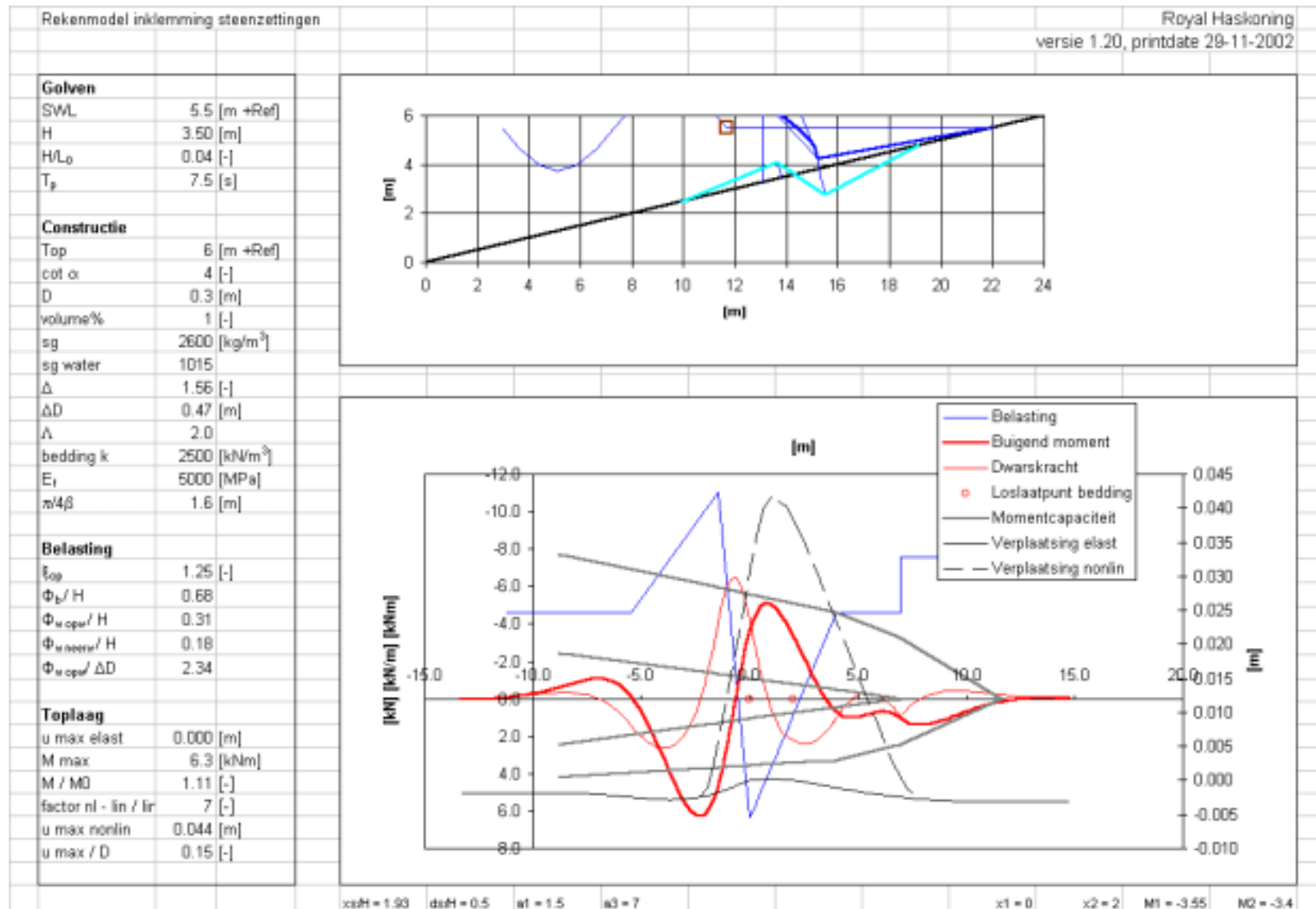


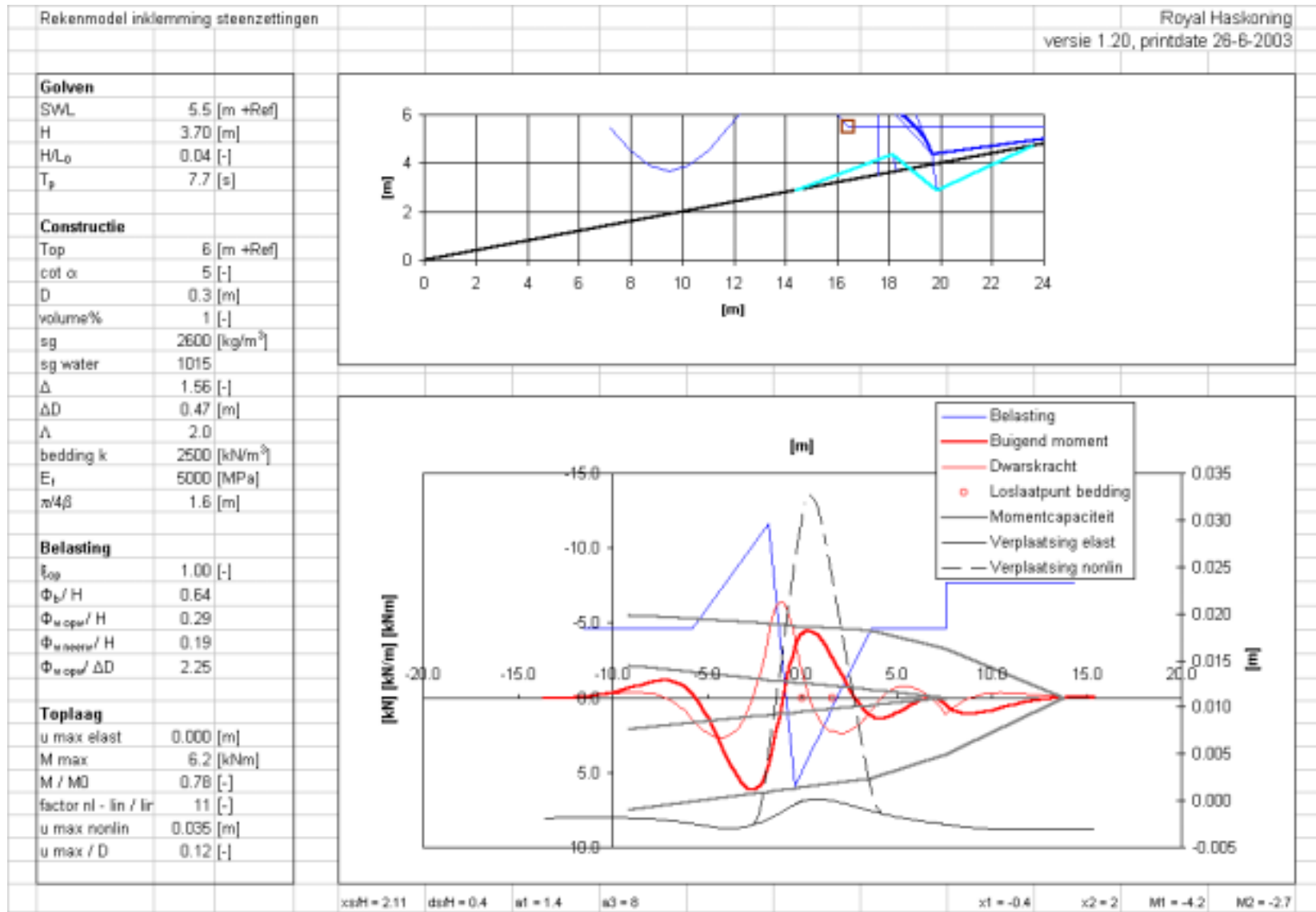


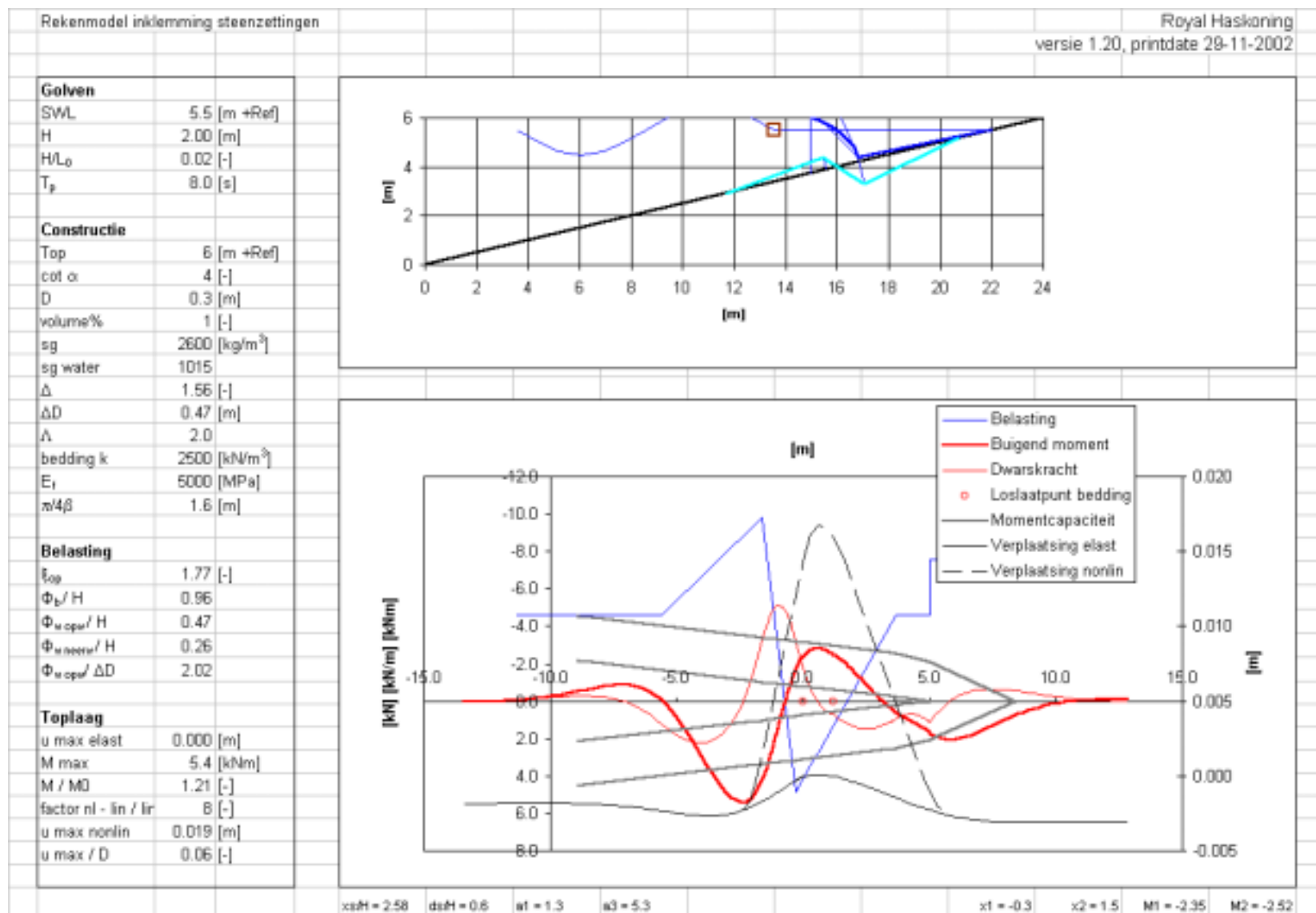


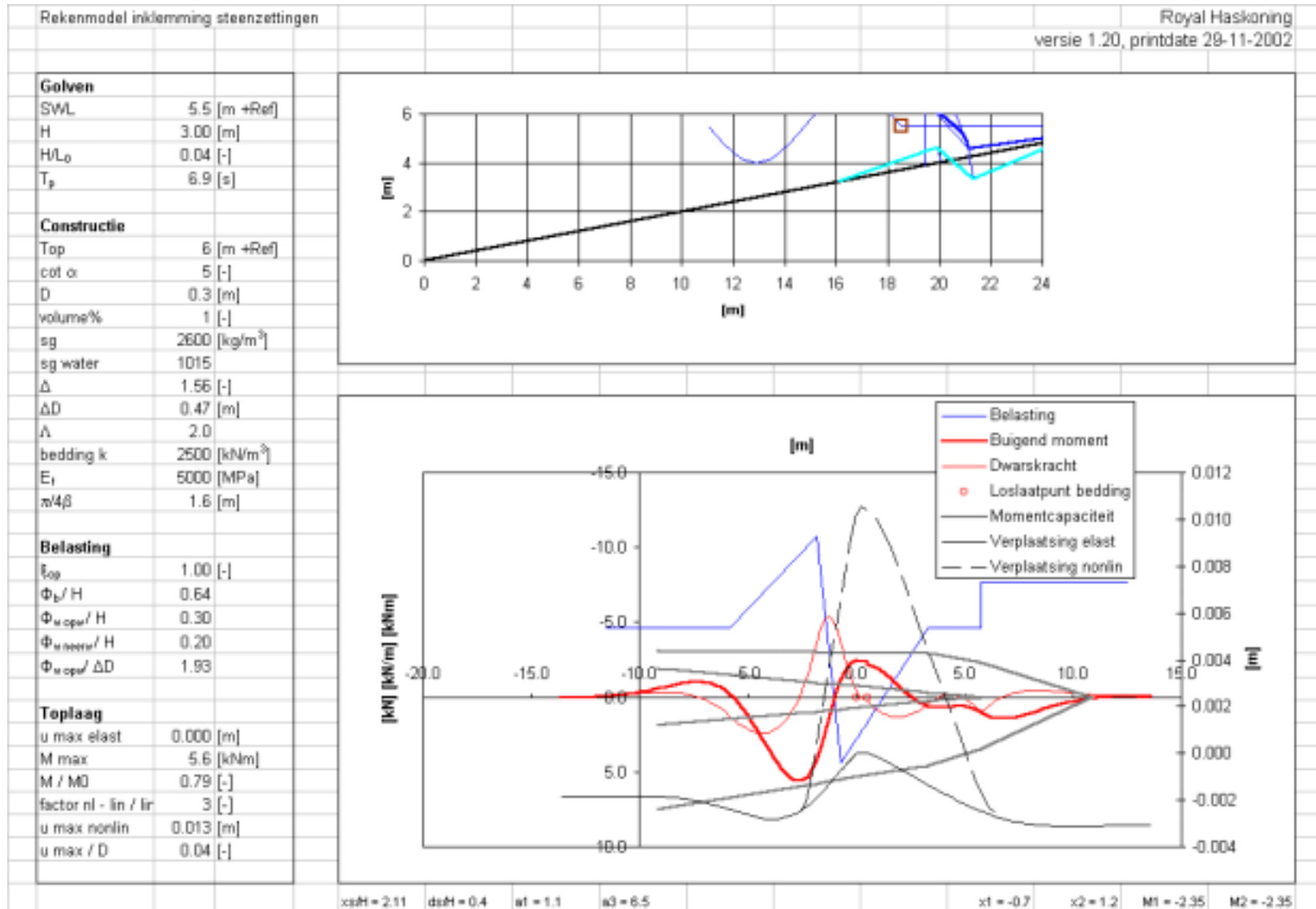












General Appendix: Delft Cluster Research Programme Information

This publication is a result of the Delft Cluster research-program 1999-2002 (ICES-KIS-II), that consists of 7 research themes:

- ▶ Soil and structures, ▶ Risks due to flooding, ▶ Coast and river , ▶ Urban infrastructure,
- ▶ Subsurface management, ▶ Integrated water resources management, ▶ Knowledge management.

This publication is part of:

Research Theme	:	Coast and River		
Baseproject name	:	Hydraulic engineering and geotechnology		
Project name	:	Placed revetments		
Projectleader/Institute		Ir. D.J. Peters	TUDelft	
Project number	:	03.02.05		
Projectduration	:	01-03-2002	-	31-6-2003
Financial sponsor(s)	:	Delft Cluster		
		Rijkswaterstaat- DWW		
		Royal Haskoning		
Projectparticipants	:	TU Delft		
		RoyalHaskoning		
Total Project-budget	:	219.000		
Number of involved PhD-students	:	1		
Number of involved PostDocs	:	0		



Delft Cluster is an open knowledge network of five Delft-based institutes for long-term fundamental strategic research focussed on the sustainable development of densely populated delta areas.



Keverling Buismanweg 4
Postbus 69
2600 AB Delft
The Netherlands

Tel: +31-15-269 37 93
Fax: +31-15-269 37 99
info@delftcluster.nl
www.delftcluster.nl

Theme Managementteam: Coast & River

Name	Organisation
Prof. Dr. Ir. M.J.F. Stive	TU Delft
Dr. C. Laban	TNO-NITG

Projectgroep

During the execution of the project the researchteam included:

Name	Organisation
1 Ir. D.J. Peters	Royal Haskoning
2 Prof. Drs. Ir. J.K. Vrijling	TU Delft
3 Ir. M. Klein Breteler	WL Delft
4 Ir. A. Bezuijen	GeoDelft
5 Ir. R. 't Hart	Rijkswaterstaat – DWW

Other Involved personnel

The realisation of this report involved:

Name	Organisation
1 Ir. D.J. Peters	Royal Haskoning