POVM Eindige-elementenmethode

Een publicatie van de POV Macrostabiliteit





POVM Eindigeelementenmethode

Een publicatie van de POV Macrostabiliteit

Datum Maart 2020







Voorwoord

In het kader van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP), de alliantie tussen RWS en de waterschappen, is een Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POVM) ingesteld (2015-2019). Het HWBP, het bedrijfsleven en de kennisinstituten zoeken hierin samen naar innovaties en optimalisaties om het faalmechanisme 'macrostabiliteit' effectiever te kunnen aanpakken. Het doel daarbij is om dijkversterking beter, sneller en goedkoper te realiseren. Trekker van dit proces is Waterschap Rivierenland.

Het voorliggende rapport, de PPE, is opgesteld door het POVM-cluster 'Rekentechnieken' en geeft praktische aanwijzingen en voorbeelden voor toepassing van de eindige-elementenmethode (EEM) bij het ontwerpen, c.q. versterken met verschillende typen constructies van dijken met een macrostabiliteitsprobleem. Dit binnen het kader van de Waterwet en aanvullend op de twee POVM-publicaties met primaire ontwerpaanwijzingen voor langsconstructies (PPL) respectievelijk vernagelingstechnieken (PPV).

Omdat deze POVM-publicaties de leidraad vormen bij veel dijkversterkingsprojecten, is het van groot belang dat de sector de inhoud ervan breed draagt.

Naam	Organisatie	Bijdrage
Jan Willem Bardoel	Antea	voorbeeld JLD Dijkstabilisator (H 11)
Pieter Jeroen Bart	Antea	voorbeeld JLD Dijkstabilisator (H 11), peer reviews
Jaap Bijnagte	ABT	voorbeeld onverankerde diepwand (H 8)
Joost Breedeveld	Deltares	review
Ronald Brinkgreve	TUDelft/Plaxis BV	review
Bert Everts	Everts Geotechniek	review
Ruben Jongejan	Jongejan RMC	deformatie-eisen (Bijlage A)
Pascale Lamens	Witteveen en Bos	voorbeelden verankerde damwand (H 6, Bijlage F, Bijlage G)
Helle Larsen	Deltares	review
Arny Lengkeek	Witteveen en Bos	diverse inhoudelijke bijdragen, peer-review
Thomas Naves	Witteveen en Bos	voorbeeld verankerde damwand (H 6, Bijlage F, Bijlage G) , voorbeeld onverankerde damwand (H 7), aanwijzingen EEM-toepassing (H 3)
Ben Rijneveld	Fugro	deformatie-eisen (Bijlage A) en review
Joost van der Schrier	RHDHV	review
Rob van der Sman	RHDHV	voorbeeld soilmix-blokken (H 9)
Jos van Zuijlen	Sweco	voorbeeld vernageling (H 10, Bijlage H)
Jasper Sluis	Witteveen en Bos	uitgangspunten voor voorbeelden (H0), voorbeeld groene dijk (H 5), voorbeeld vernageling (H10, Bijlage H), postdictie Bergambacht (Bijlage E), peer review

Aan de voorliggende PPE is bijgedragen door de volgende personen en partijen (in alfabetische volgorde):

Naam	Organisatie	Bijdrage
Marcel Visschedijk	Deltares	redactie en diverse tekstbijdragen
Jeroen Vork	RHDHV	voorbeeld soilmix-blokken (H 9)
Cor Zwanenburg	Deltares	werkwijze parameterbepaling (Bijlage C) en grond- parameters Bergambacht (Bijlage D)

De inhoud van deze POVM-publicatie is gebaseerd op de thans beschikbare kennis en ervaring. Waar de uitwerking in de voorbeelden nog niet volledig in lijn is met de later gereedgekomen versie 1.1 van de PPL, is dat bij het betreffende voorbeeld in de inleiding aangegeven. In een laat stadium is de suggestie toegevoegd om de grondsterkte te reduceren in de verstoorde zone onder een restprofiel; hierop zijn de voorbeelden nog niet aangepast. Verder heeft nog niet voor alle voorbeelden een uitbreiding plaatsgevonden ter bepaling van de schematiseringsfactoren. Beide vernagelingsvoorbeelden zijn ten slotte ook nog niet uitgebreid met de benodigde 3D-analyses. Bij het verschijnen van versie 1.1 resteren bovendien nog onderzoeksvragen, zie Bijlage J. De voorliggende versie moet daarom worden gezien als een 'groene versie'. Deze is geschikt voor eerste praktijktoepassingen, maar zal in de toekomst naar verwachting worden aangescherpt op grond van nieuwe inzichten, praktijkervaringen en zich steeds verder ontwikkelende rekenmogelijkheden.

De POVM spreekt haar dank uit aan allen die hieraan een bijdrage hebben geleverd. Met veel inzet en enthousiasme en in samenwerking met diverse partijen hebben zij gewerkt aan de realisatie van deze rapportage.

Tiel, maart 2020

Ing. T.J. Schepers MPM Programmaleider POV Macrostabiliteit Dr. ir. M.A. (Meindert) Van Technisch Manager POV Macrostabiliteit



Inhoud

Voo	rwoord			3
1	Inleid	ling		15
	1.1	Kader	POVM	15
	1.2	Doelg	jroep en doelstelling	16
	1.3	Afbak	ening van de inhoud	16
	1.4	Gebru	uikte software en bestanden	16
2	Ontw	/erpkad	ders	19
	2.1	Kader	rstellende documenten	19
	2.2	Aanw	ijzingen vanuit het WBI	20
		2.2.1	Maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede	20
		2.2.2	Grondsterkte	21
		2.2.3	Grondonderzoek en laboratoriumproeven	23
	2.3	Same	nvatting veiligheidsfactoren en eisen	24
3	EEM-	toepas	sing binnen het ontwerp	29
	3.1	Moge	lijkheden en beperkingen	29
	3.2	Toe te	e passen constitutieve modellen voor grond	30
		3.2.1	Gedraineerd gedrag	30
		3.2.2	Ongedraineerd gedrag	31
		3.2.3	Interactie tussen grond en constructie	33
	3.3	Paran	neterbepaling	33
	3.4	Reker	istappen	35
		3.4.1	Inleiding	35
		3.4.2	Rekenschema's voor het in rekening brengen van de partiële factor op de grondsterkte	35
		3.4.3	Het tijdens de berekening aanpassen van schuifsterkte en/of stijfheid	36
		3.4.4	Stap 1: bestaande situatie, zonder constructie	37
		3.4.5	Stap 2: toevoegen van de constructie en van een eventuele ophoging nadien	37
		3.4.6	Stap 3: effecten van zakkende grond op de constructie	37
		3.4.7	Stap 4a: waterspanningen aanpassen voor extreme hydraulische belasting	38
		3.4.8	Stap 4b (Rekenschema B): aanbrengen eventuele verkeersbelasting	39
		3.4.9	Stap 5: krachten en momenten bij hoogwater en verkeersbelasting	39
		3.4.10	Stap 6: stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting	39
	3.5	Mode	lleringsaspecten	40
		3.5.1	Stijghoogteverloop	40
		3.5.2	Opdrijven en opbarsten	43
		3.5.3	Scenario-analyse	43
		3.5.4	Anker bij stabiliteitswanden	44
		3.5.5	Puntweerstand bij stabiliteitswanden	44
		3.5.6	Restprofiel bij stabiliteitswanden	45
		3.5.7	Randeffecten	46
		3.5.8	Verplichte vergelijking met glijvlakberekeningen	46



3.6	Nume	rieke aspecten	47
	3.6.1	Rekentolerantie	47
	3.6.2	Verplichte controle op rekennauwkeurigheid in 2D en 3D	47
	3.6.3	Arc-length-controle	47
	3.6.4	Maximum unloading steps	47
3.7	Samer	nvattende tabellen en diagrammen	48
Ontw	verpuitg	gangspunten rekenvoorbeelden	51
4.1	Inleidi	ng	51
4.2	Case B	Bergambacht	51
4.3	Planpe	eriode	51
4.4	Geomo	etrisch profiel	51
4.5	Boden	nopbouw voor stabiliteitswand	52
4.6	Aange	epaste bodemopbouw voor vernagelingstechnieken	54
	en onv	verankerde damwand	
4.7	Grond	parameters en grensspanningsveld	55
	4.7.1	Inleiding	55
	4.7.2	Volumiek gewicht	55
	4.7.3	Soft Soil Creep	55
	4.7.4	SHANSEP NGI-ADP	56
	4.7.5	Hardening Soil	57
	4.7.6	Grensspanningsveld	57
	4.7.7	Dijksmateriaal	60
4.8	Faalka	inseis	60
	4.8.1	Traject	60
	4.8.2	Doorsnede	60
	4.8.3	Decompositie	61
4.9	Partiël	le factoren	61
	4.9.1	Overzicht	61
	4.9.2	Schadefactor	61
	4.9.3	Modelfactor	62
	4.9.4	Schematiseringsfactor	62
	4.9.5	Toepassing binnen de rekenfasen	62
4.10	Waters	spanningen	63
	4.10.1	Inleiding	63
	4.10.2	Soortelijk gewicht van water	63
	4.10.3	Waterstanden	63
	4.10.4	Freatische lijnen	63
	4.10.5	Stijghoogteverloop in zandlaag en indringingslaag	65
	4.10.6	Resulterende schematisering	67
	4.10.7	Aangepaste schematisering voor vernagelingstechnieken	68
		en onverankerde damwand	
4.11	Verkee	ersbelasting	70

5	Ontwerp groene dijk		
	5.1	Inleiding	71
	5.2	Aannames en randvoorwaarden	71
	5.3	Partiële factoren	71
		5.3.1 Schadefactor	71
		5.3.2 Modelfactor	72
		5.3.3 Schematiseringsfactor	72
		5.3.4 Samenvatting	72
	5.4	Schematisering geometrie, bodemopbouw en waterspanningen	72
	5.5	Opzet eindige-elementenanalyse	73
		5.5.1 Invoer van de geometrie	73
		5.5.2 Invoer van de waterspanningen	73
		5.5.3 Elementennet	73
		5.5.4 Rekenfasering EEM-berekening	74
	5.6	Rekenresultaten	76
		5.6.1 Vergelijking PLAXIS en glijvlakberekening	76
		5.6.2 Resultaten ontwerpberekening met berm	79
		5.6.3 Nauwkeurigheidscontroles	80
6	Ontwerp verankerde damwand		
	6.1	Inleiding	83
	6.2	Aannames, randvoorwaarden en afbakening	83
	6.3	Partiële factoren	83
		6.3.1 Schadefactor en modelfactor	83
		6.3.2 Schematiseringsfactor	84
		6.3.3 Belastingeffect-factoren	84
		6.3.4 Samengevat overzicht	84
	6.4	Schematisering	85
		6.4.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen	85
		6.4.2 Grondparameters	86
		6.4.3 Corrosietoeslag	87
		6.4.4 Eigenschappen damwand	87
		6.4.5 Eigenschappen groutanker	88
		6.4.6 Effect van zakkende grond op damwand en ankerkracht	88
		6.4.7 Eigenschappen puntveer	90
	6.5	Opzet eindige-elementenanalyse	90
		6.5.1 Inleiding	90
		6.5.2 Invoer van de geometrie en bodemopbouw	90
		6.5.3 Invoer van de waterspanningslijnen	90
		6.5.4 Elementennet	90
		6.5.5 Rekenfasering	91
	6.6	Rekenresultaten en toetsingen	92
		6.6.1 Inleiding	92
		6.6.2 Bodemdaling	93
		0.0.3 Geotechnische stabiliteit en verticaal evenwicht	95
		6.6.4 Constructieve sterkte damwand	96
		o.o.5 Ankersysteem	98



		6.6.6	Vervormingen	100
		6.6.7	Nauwkeurigheidscontroles	101
7	Ont	werp on	verankerde damwand	103
	7.1	Inleid	ling	103
	7.2	Aanna	ames, randvoorwaarden en afbakening	103
	7.3	Partië	èle factoren	103
	7.4	Scher	natisering	104
		7.4.1	Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen	104
		7.4.2	Grondparameters	106
		7.4.3	Corrosietoeslag	106
		7.4.4	Eigenschappen damwand	106
		7.4.5	Effect van zakkende grond op de damwand	106
		7.4.6	Eigenschappen puntveer	106
	7.5	Opzet	t eindige-elementenanalyse	107
	7.6	Reker	nresultaten en toetsingen	107
		7.6.1	Inleiding	107
		7.6.2	Geotechnische stabiliteit en verticaal evenwicht	108
		7.6.3	Constructieve sterkte damwand	109
		7.6.4	Vervormingen	111
		7.6.5	Nauwkeurigheidscontroles	114
8	Ontwerp onverankerde diepwand			115
	8.1	Inleid	ling	115
	8.2	Aanna	ames en randvoorwaarden	115
		8.2.1	Dijkprofiel en achterland	115
		8.2.2	Waterstanden en stijghoogten	116
	8.3	Beton	nnen diepwand	116
		8.3.1	Algemene aspecten betonnen diepwanden	116
		8.3.2	Betonnen diepwand in PLAXIS	116
		8.3.3	Betonnen diepwand in dit voorbeeldontwerp	117
	8.4	Partië	ele factoren	120
		8.4.1	Schadefactor en modelfactor	120
		8.4.2	Schematiseringsfactor	120
		8.4.3	Samengevat overzicht	120
	8.5	Schen	natisering	121
		8.5.1	Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen	121
		8.5.2	Eigenschappen initieel diepwandontwerp	121
		8.5.3	Grondparameters	123
	0.6	8.5.4	loegepaste eigenschappen diepwand	123
	8.6	Opzet	t eindige-elementenanalyse	124
		8.6.1	Interaing	124
		8.6.2	Elementennet	124
	c =	8.6.3	Rekentasering	125
	8./	Keker	nresultaten en toetsingen	126
		8./.1	Boachatan analus	127
		8.7.2	Resultaten analyse	127

		8.7.3 Geotechnische stabiliteit		128
		8.7.4 Toetsing snedekrachten		129
		8.7.5 Vervormingen		129
		8.7.6 Toetsing op maat – vervorminge	า	131
		8.7.7 Nauwkeurigheidscontroles		133
		8.7.8 Stabiliteitsfactor voor geotechnis	ch bezwijken	134
	8.8	Variatie teendiepte diepwand		135
		8.8.1 Inleiding		135
		8.8.2 Uitgevoerde berekeningen		135
		8.8.3 Berekeningsresultaten		135
		8.8.4 Interpretatie berekeningsresultat	en	136
	8.9	Invloed hoge stijfheid pleistocene zand	l	138
9	Ontw	erp ongewapende soilmix-blokken		141
	9.1	Inleiding		141
	9.2	Partiële factoren		141
		9.2.1 Schadefactor en modelfactor		141
		9.2.2 Schematiseringsfactor		141
		9.2.3 Belastingeffect-factoren		142
		9.2.4 Materiaalfactor		142
		9.2.5 Samengevat overzicht		142
	9.3	Schematisering en fasering		143
		9.3.1 Geometrie, bodemopbouw en w	aterspanningen	143
		9.3.2 Grondparameters		143
		9.3.3 Rekenfasering		143
		9.3.4 Elementennet		144
	9.4	Concrete model voor soilmix-materiaal		144
		9.4.1 Inleiding		144
		9.4.2 Soilmix-parameters		145
	9.5	Resultaten		147
		9.5.1 Controle vervormingen		147
		9.5.2 Controle op constructief falen va	n het soilmix-materiaal	149
		9.5.3 Controle grondstabiliteit		154
	9.6	9.5.4 Nauwkeurigheidscontroles Uitvoeringstolerantie		156 156
10	Ontri	erre Diilwerre geling		157
10	10 1			157
	10.1	Appagante schematisatio voor vormag	alingstachniakan	157
	10.2	Aangepaste schematisatie voor verhag	eingstechnieken	100
	10.5	10.2.1 Cootochnisch falon		150
		10.3.1 Geolectinisch Idlen		150
		10.3.2 Delastingenett-factoren		159
	10.4	Schematisering on facoring		109
	10.4	10.4.1 Geometrie bodemonbouw on w	atersnanningen	101
		10.4.2 Figenschannen en positie pagels		161
		10.4.3 Figenschappen en positie nagels		167
		io Eigensenappen koppiaat		102



	10.4.4 Maximale axiale schuifweerstand nagel	162
	10.4.5 Maximale laterale schuifweerstand nagel	163
	10.4.6 PLAXIS-modellering Dijkvernageling	164
	10.4.7 Elementennet	166
	10.4.8 Rekenfasering	166
10.5	Rekenresultaten en toetsingen TALREN	168
	10.5.1 Equivalente c-φ-parameters	168
	10.5.2 Geotechnische stabiliteit	170
	10.5.3 Controle faalmechanismen Dijkvernageling	172
10.6	Rekenresultaten en toetsingen PLAXIS	172
	10.6.1 Geotechnische stabiliteit	172
	10.6.2 Controle faalmechanismen Dijkvernageling	173
	10.6.3 Vervormingen	177
	10.6.4 Nauwkeurigheidscontroles	179
Ontv	verp JLD-Dijkstabilisator	181
11.1	Inleiding	181
11.2	Aangepaste schematisatie voor vernagelingstechnieken	184
11.3	Partiële factoren	184
	11.3.1 Schadefactor, modelfactor en schematiseringsfactor	184
	11.3.2 Belastingeffect-factoren	185
	11.3.3 Materiaalfactoren	186
	11.3.4 Groepseffect-factor	187
	11.3.5 3D-factor	189
11.4	Schematisering en fasering	189
	11.4.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen	189
	11.4.2 Grondparameters	189
	11.4.3 Maximale axiale schuifweerstand LDE	190
	11.4.4 Maximale laterale schuifweerstand LDE	191
	11.4.5 Schematisering JLD-Dijkstabilisator	192
	11.4.6 Effect van zakkende grond op JLD-Dijkstabilisator	196
11.5	Opzet eindige-elementenanalyse	196
	11.5.1 Inleiding	196
	11.5.2 Invoer van geometrie	196
	11.5.3 Invoer van waterspanningen	196
	11.5.4 Elementennet	197
	11.5.5 Rekenfasering	197
11.6	Rekenresultaten en toetsingen	199
	11.6.1 Inleiding	199
	11.6.2 Controle deelfaalmechanismen	200
	11.6.3 Vervormingstoets	217
	11.6.4 Nauwkeurigheidscontroles	218

Ref Beg Syn Afk	erenties grippenlijst nbolen cortingenlijst	221 224 228 230
Bijla	agen	
Α	Deformatie-eisen	231
B	Constitutieve modellen in PLAXIS	241
C	Werkwijze parameterbepaling	249
D	Grondparameters Bergambacht	267
E	Postdictie Bergambacht	295
F	Damwandontwerp conform OSPW	303
G	Bijlagen damwandontwerp	319
н	Bijlagen Dijknagelontwerp	327
1	Bijlagen JLD-ontwerp	330
J	Onderwerpen voor vervolgonderzoek	351
K	ENW-advies	357







1 Inleiding

1.1 Kader POVM

De primaire waterkeringen in Nederland moeten voldoen aan de vereiste veiligheidsnormen. Daartoe voeren waterschappen, hoogheemraadschappen en het ministerie van Infrastructuur en Waterstaat in alliantievorm maatregelen uit, binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Dat doen ze op basis van afspraken die zijn vastgelegd in het Bestuursakkoord Water van mei 2011. Elke versterkingsronde van het HWBP wordt bepaald door de primaire waterkeringen die zijn afgekeurd in de laatste toetsronde. Het HWBP heeft zich in 2015 tot doel gesteld om de op dat moment benodigde versterkingsmaat-regelen ruim twee keer sneller en goedkoper uit te voeren dan in de vorige ronde. De gereedschapskist van de dijkversterker diende daarvoor gevuld te worden met nieuwe technieken, rekenmethodieken, procedures etc. Om de daarvoor benodigde innovaties te ondersteunen, is in de periode tot en met 2018 een aantal zogenaamde Project Overstijgende Verkenningen (POV's) uitgevoerd. Daarin zijn kansrijke ideeën uitgewerkt tot toepasbare technieken. Een van deze POV's is de POV Macrostabiliteit (POVM).

Binnen de POVM is door de waterkeringbeheerders, bedrijfsleven en kennisinstellingen gewerkt aan het realiseren van versnellende, kostenbesparende en praktisch toepasbare kennis- en productinnovaties, zonder kwaliteitsverlies. Dit inclusief de bijbehorende technieken, rekenmethodieken en procesverbeteringen. Alle resultaten zijn vanaf eind 2018 beschikbaar voor toepassing in de dijkversterkingsprojecten van het HWBP.

Het POVM-cluster Innovatie en techniek heeft onder andere publicaties opgesteld voor toepassing van stabiliteitverhogende vernagelingstechnieken, langsconstructies, drainagetechnieken en grondverbeteringen. Dergelijke technieken zijn nodig wanneer er plaatselijk geen ruimte is voor een oplossing in grond. Doel van deze publicaties is om de acceptatie van de nieuwe technieken te vergroten en om deze eenvoudiger te kunnen toepassen, door middel van een eenduidige en navolgbare ontwerp- en beoordelingsmethode.

Parallel zijn binnen het cluster Rekentechnieken uniforme kaders en gereedschappen ontwikkeld voor het ontwerpen en beoordelen van waterkeringen waarin voorgenoemde technieken worden toegepast. Volgens § 4.2 uit het plan van aanpak (Waterschap Rivierenland, 2015) heeft de aandacht daarbij gelegen op de volgende vier onderwerpen:.

- De overstap die in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) is gemaakt naar een ongedraineerde sterktekarakterisering voor klei en veen, in combinatie met een definitie van de sterkte bij de critical state (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b).
- Het omgaan met opbarstsituaties en het bepalen of daarbij optimalisaties mogelijk zijn.
- Het probabilistisch scherper beoordelen van de actuele sterkte, aan de hand van pilotprojecten voor de Hollandse IJsseldijken (project KIJK).
- Het dimensioneren van constructieve elementen en het berekenen van vervormingen met de eindige-elementenmethode (EEM). Toepassing van EEM-software opent de mogelijkheid om naast de uiterste grenstoestand voor stabiliteit ook de aanvullende grenstoestanden op basis van vervormingen te beoordelen.

Praktische handvatten zijn vooral gezocht in de vorm van de rekenvoorbeelden. Deze zijn opgenomen in het voorliggende document.

1.2 Doelgroep en doelstelling

Het voorliggende rapport richt zich op ervaren geotechnische adviseurs, zowel voor wat betreft het dijkontwerp als voor wat betreft de eindige-elemententoepassing. Er wordt dus voorkennis verondersteld.

Hoofddoel van het rapport is om deze adviseurs te voorzien van aanwijzingen en praktische voorbeelden voor het met EEM ontwerpen van constructieve dijkversterkingen binnen de in hoofdstuk 2 beschreven ontwerpkaders.

Daarnaast heeft het rapport de volgende twee nevendoelen.

- Het trekken van een vergelijking met de voorheen vigerende ontwerprichtlijn voor stabiliteitswanden: de OSPW (Deltares, 2013a).
- Het vergelijken van EEM-voorspellingen met de in een praktijkproef waargenomen vervorming en stabiliteit van een dijk zonder constructieve versterking (hierna genoemd 'groene dijk').

De aan het hoofddoel gerelateerde berekeningen worden behandeld in de hoofdtekst. De aan de nevendoelen gerelateerde berekeningen worden behandeld in de bijlagen.

1.3 Afbakening van de inhoud

Het rapport concentreert zich vooral op de eindige-elementenaspecten van het ontwerp op binnenwaartse macrostabiliteit. Het betreft alleen een ontwerp op waterveiligheid en niet op nevenfuncties of belendingen. Daarbij komen aan de orde: de parameterbepaling, de schematisering en de controle van stabiliteit, verplaatsingen, krachten en momenten.

In de huidige versie zijn de volgende voorbeelden opgenomen: een verankerde damwand, een onverankerde damwand, een onverankerde diepwand, soilmix-blokken oftewel 'mixed-in-place' (MIP), *Dijkvernageling* en de *JLD-Dijkstabilisator* (klapanker). Verder wordt ook een versterkingsontwerp in grond gepresenteerd, waarbij het eindige-elementenresultaat wordt vergeleken met het resultaat van de reguliere glijvlakberekening.

Alle voorbeeldberekeningen zijn in principe gebaseerd op dezelfde case, zie § 4.2. De verdere ontwerpuitgangspunten zijn voor de verschillende technieken ook zoveel mogelijk gelijk gekozen. Elk voorbeeld beschrijft alleen het uiteindelijke ontwerp, zonder de daaraan voorafgaande ontwerpiteraties. Het damwandvoorbeeld en het JLD-voorbeeld illustreren daarnaast ook nog de toe te passen methodiek voor het afleiden van de schematiseringsfactor. Naast de voorgeschreven controle op nauwkeurigheid en netfijnheid worden verder geen gevoeligheidsstudies behandeld. Voor voorbeelden van de verdere detaillering, inclusief de daarbij te bereiken redundantie, wordt ten slotte verwezen naar de documenten met verdere ontwerpaanwijzingen, zie § 2.1.

1.4 Gebruikte software en bestanden

Alle aanwijzingen en voorbeelden voor EEM-toepassing zijn gebaseerd op de Plaxis-software (Plaxis, 2018a), (Plaxis, 2018b), (Plaxis, 2018c), (Plaxis, 2018d). De gebruikte versies zijn *PLAXIS 2D* versie 2018 en *PLAXIS 3D* versie 2018, in combinatie met de 2018-versie van het SHANSEP-NGI 'User-Defined Soil Model' (POV Macrostabiliteit, 2017a), (POV Macrostabiliteit, 2017b).

Alle gebruikte *PLAXIS*-rekenvoorbeelden zijn opgeleverd aan het Hoogwaterbeschermingsprogramma (www.hoogwaterbeschermingsprogramma.nl). Alle gebruikte *PLAXIS*-invoerbestanden zijn te vinden op het volgende webadres: www.povmacrostabiliteit.nl/plaxis-rekenvoorbeelden/.







2 Ontwerpkaders

2.1 Kaderstellende documenten

Voor het op waterveiligheid ontwerpen van constructief versterkte dijken gelden vanaf eind 2018 de volgende kaderstellende documenten.

- Volgens de Waterwet is het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) van toepassing (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017a). Daarin wordt verwezen naar de schematiseringshandleiding voor macrostabiliteit, waarvan eind 2019 een nieuwe versie is uitgekomen (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b). Hierna genoemd: SHM. Het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium staat afwijkingen van de SHM toe, op basis van het principe 'Comply or Explain'. De meest relevante SHM-aanwijzingen voor het ontwerpen van constructief versterkte dijken zijn samengevat in § 2.2 van het voorliggende document. Bij eventuele verschillen prevaleert echter de SHM-tekst.
- Daarnaast wordt op hoofdlijnen ook gebruikgemaakt van de volgende reeks van handreikingen, technische rapporten en technische richtlijnen, die formeel tot aanbeveling strekken.
 - Het Ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b). Hierna genoemd: OI2014v4.
 - De POVM-publicatie Langsconstructies. Hierna genoemd: PPL. Deze richtlijn vervangt de OSPW. De uit de PPL resulterende eisen en partiële factoren zijn deels samengevat in § 2.3 van het voorliggende document. Bij eventuele verschillen is de PPL-tekst leidend.
 - De POVM-publicatie Vernagelingstechnieken (POV Macrostabiliteit, 2019c). Hierna genoemd: PPV. De uit de PPV resulterende eisen en partiële factoren zijn deels samengevat in § 2.3 van het voorliggende document. Bij eventuele verschillen is de PPV-tekst leidend.
 - Het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004). Hierna genoemd: TRW.
 - Het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken (ENW, 2012). Hierna genoemd: TRGS.
 - Het protocol voor corrosietoeslag bij stalen damwanden (Helpdesk Water, 2015).

Voor de inhoud van het voorliggende document en van voorgenoemde POVM-publicaties is gebruikgemaakt van het Basisrapport Eindige-Elementenmethode (POV Macrostabiliteit, 2017c). Hierna wordt dit basisrapport genoemd: B-EEM. De PPL en PPV maken gebruik van de veiligheidsbenadering die in het B-EEM is voorgesteld en gemotiveerd. De aanwijzingen in hoofdstuk 3 van de voorliggende PPE (gebaseerd op een verankerde damwand) zijn ook gebaseerd op de B-EEM-tekst. Gebruikmakend van ervaringen uit een consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) en uit de opgestelde voorbeelden, zijn de aanwijzingen in het voorliggende document echter nog aangepast en aangescherpt. Daarom prevaleren de aanwijzingen uit hoofdstuk 3 van het voorliggende document. Uiteindelijk doet het B-EEM dus alleen nog dienst als achtergrondinformatie, waaraan geen directe aanwijzingen mogen worden ontleend.

Voorgenoemde POVM-publicaties geven op hoofdlijnen invulling aan het volgens de Waterwet ontwerpen van de voor waterveiligheid benodigde stabiliteitverhogende constructies in dijken.¹ De POVM-publicaties verwijzen daarbij door naar diverse normen en naar handboeken en richtlijnen, zowel voor wat betreft diverse partiële factoren als voor diverse constructieve ontwerpaspecten. Volgens het Bouwbesluit zijn de Eurocode-normen formeel ook van toepassing op waterkerende grondconstructies. De

¹ De gegeven aanwijzingen voor het ontwerpen op binnenwaartse stabiliteit zijn grotendeels ook van toepassing op een ontwerp op buitenwaartse stabiliteit. Voornaamste verschil is dat bij een ontwerp op buitenwaartse stabiliteit de waterspanningen bij WBN moeten worden vervangen door de waterspanningen bij de extreme hydraulische condities voor buitenwaartse stabiliteit. Zie verder de SHM.

NEN8707:2018 (voor bestaande geotechnische constructies) verwijst echter weer naar de Waterwet voor de (wijze van) betrouwbaarheidsbeoordeling ten aanzien van waterveiligheid van een bouwwerk met (hoofd- of deel-)functie waterkeren. De NEN9997-1 (NEN, 2017), die geldt voor het geotechnisch ontwerp van nieuwe constructies, bevat een dergelijke zinsnede anno 2019 (nog) niet.

2.2 Aanwijzingen vanuit het WBI

2.2.1 Maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede

In de Waterwet en het WBI worden alleen eisen geformuleerd voor de Uiterste Grenstoestand (UGT). Overstroming is daarbij de ongewenste topgebeurtenis. De doelbetrouwbaarheid wordt per dijktraject geformuleerd als de ondergrenswaarde voor een maximaal toelaatbare overstromingskans per jaar $P_{f;toel;traject}$. Deze eis wordt doorvertaald naar een doorsnede-eis $P_{f,toel;dsn}$ voor elk afzonderlijk faalmechanisme dat overstroming inleidt, waaronder binnenwaartste macrostabiliteit.

$$P_{f,toel;dsn} = \frac{P_{f;toel;traject} \cdot \omega_{macro}}{N}$$
(2.1)

De factor ω_{macro} definieert de faalkansruimtefactor voor binnenwaartse macrostabiliteit (de verhouding tussen de maximaal toelaatbare faalkans voor macrostabiliteit en de maximaal toelaatbare faalkans voor een dijktraject). De factor volgt uit een faalkansverdeling die per traject verschillend mag worden gekozen. De factor N is de verhouding tussen de faalkans voor een traject en de faalkans in een doorsnede. De factor N is voor macrostabiliteit afhankelijk van de trajectlengte, vanwege het zogenaamde 'lengte-effect'. Beide factoren zijn dimensieloos.

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$
(2.2)

waarin:

afractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme [-]. Voor macrostabiliteit geldt: a = 0,033blengte van onafhankelijke, equivalente vakken [m]. Voor macrostabiliteit geldt: b = 50 m $L_{traject}$ lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is [m]

De maximaal toelaatbare faalkans voor buitenwaartse stabiliteit in een doorsnede wordt in het WBI overigens gelijkgesteld aan 10 keer de toelaatbare faalkans voor binnenwaartse stabiliteit.

De maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede ($P_{f,toel;dsn}$) wordt via de bijbehorende betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis;dsn}$) gerelateerd aan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor in een semi-probabilistische analyse met karakteristieke waarden voor de grondsterkte. De hiertoe benodigde factor γ_n wordt in het WBI om historische redenen de schadefactor genoemd.

Formule 2.3 geeft de relatie die per 2017 door het WBI wordt gegeven².

$$P_{f,toel;dsn} = \Phi\left(-\beta_{eis;dsn}\right), \beta_{eis;dsn} = \frac{\gamma_n - 0, 41}{0, 15}$$

$$\tag{2.3}$$

² Formule 2.3 wijkt af van de relatie die werd gebruikt in de voorganger van het WBI, het Wettelijke Toetsinstrumentarium (WTI). Dat komt doordat in het WBI per 2017 is overgestapt op een andere grondsterkte-karakterisering en doordat voor de grondsterkte niet langer gebruik wordt gemaakt van afzonderlijke materiaalfactoren die gelden bij een referentiewaarde van de doelbetrouwbaarheid.



Formule 2.3 is bepaald door een conservatieve kalibratie van deterministische glijvlakberekeningen op resultaten van probabilistische analyses (Deltares, 2017b). In de probabilistische analyses is gebruikgemaakt van de binnen WBI voorgeschreven materiaalmodellen (zie § 2.2.2) en van een conservatieve schematisering van het stijghoogteverloop als functie van de buitenwaterstand. Bij de kalibratie is gebruikgemaakt van representatieve gevallen, waarbij alleen groene dijken zijn beschouwd. Met de term 'groene dijken' wordt bedoeld: dijken waarin geen constructieve elementen zijn toegepast. In de deterministische berekeningen is een waterstand bij norm (WBN) toegepast, in combinatie met een karakteristieke grondsterkte (met 5% onderschrijdingskans).

Kort samengevat zijn binnen het WBI de volgende keuzes gemaakt om te voldoen aan de doelbetrouwbaarheidseis op doorsnedeniveau en voor het daarbij afdekken van onzekerheden.

- een waterstand bij norm en conservatieve bijbehorende waterspanningen;
- een modelfactor voor glijvlakinstabiliteit;
- rekenen met scenario's om schematiseringsonzekerheden af te dekken;
- karakteristieke ondergrenswaarden voor de grondsterkte (materiaalfactoren 1,0);
- een overall, betrouwbaarheidsniveau-afhankelijke schadefactor.

2.2.2 Grondsterkte

2.2.2.1 Inleiding

Het WBI legt bij een zogenaamde gedetailleerde beoordeling op basis van glijvlakberekeningen de volgende randvoorwaarden vast voor de toe te passen constitutieve modellen.

- Gebruik van de critical state-schuifsterkte. Deze is gedefinieerd als de sterkte die bij grotere schuifrek uiteindelijk wordt bereikt en waarbij de plastische volumevervorming (gedraineerd) of de waterspanningsverandering (ongedraineerd) gelijk aan nul is geworden.
- Gebruik van de op de critical state gebaseerde ongedraineerde schuifsterkte van klei en veen onder de freatische lijn voor de stabiliteitsanalyse. In het geval van glijvlakberekeningen door toepassing van het zogenaamde SHANSEP-model.

Hierna volgt een samenvatting van deze randvoorwaarden voor zowel glijvlakberekeningen als EEM-berekeningen. Zie § 3.2 voor een beschrijving van de specifieke constitutieve modellen in een EEM-berekening.





2.2.2.2 Ongedraineerde sterkte volgens SHANSEP

Het empirische SHANSEP-model brengt de invloed van de overconsolidatiegraad OCR op de ongedraineerde schuifsterkte s_{μ} in rekening.

$$s_{\mu} = S \cdot \sigma_{\nu}' \cdot (OCR)^m \tag{2.4}$$

De *OCR* is gedefinieerd als de grensspanning die volgt uit een samendrukkingstest (de *yield* stress $\sigma'_{v,y}$) gedeeld door de effectieve verticale spanning σ'_{v} .

$$OCR = max\left(\frac{\sigma'_{v,y}}{\sigma'_{v}}, 1\right)$$
(2.5)

De dimensieloze SHANSEP-parameter S (schuifsterkte-ratio) beschrijft de verhouding tussen de ongedraineerde sterkte en de effectieve verticale spanning voor normaal geconsolideerde grond, voorafgaand aan eventuele aanpassing van de effectieve spanning tijdens ongedraineerd afschuiven.

De dimensieloze SHANSEP-parameter m (sterktetoename-exponent, 0 < m < 1) brengt de invloed in rekening van overconsolidatie. Wanneer de m-waarde gelijk aan 1 zou zijn, dan is alleen de grensspanning nog van invloed op de ongedraineerde sterkte onder de grensspanning. Wanneer de m-waarde gelijk aan nul zou zijn, dan is alleen de verticale effectieve spanning nog van invloed, net zoals bij gedraineerde sterkte wordt aangenomen.





De *S*-waarden zijn bij een beperkte schuifrek verschillend in het actieve, neutrale en passieve deel van het glijvlak. De ongedraineerde schuifsterkte voor actieve afschuiving komt overeen met het resultaat van triaxiale compressietesten. De ongedraineerde schuifsterkte bij neutrale afschuiving komt overeen met het resultaat van *Direct Simple Shear* (DSS)-testen. De ongedraineerde schuifsterkte voor passieve afschuiving komt overeen met het resultaat van triaxiale extensie testen. Direct Simple Shear-testen geven volgens het WBI een goede gemiddelde waarde, die bij grotere rekken (na het bereiken van de critical state) in theorie ook langs het hele glijvlak zou moeten gelden. Zie § 2.2.3 voor de in de SHM voorgeschreven bepalingsmethoden.



2.2.2.3 Ongedraineerde sterkte uit sondeerweerstand

Volgens het WBI kan de SHANSEP-formule worden gebruikt in combinatie met de ongedraineerde sterkte die volgt uit een correlatie met de netto sondeerweerstand. Deze correlatie is gegeven in formule 2.6:

$$S_{u} = \frac{q_{net}}{N_{kt}}, q_{net} = q_{t} - \sigma_{v}, q_{t} = q_{c} + (1 - a)u_{2}$$
(2.6)

waarin:

a conusfactor, afhankelijk van gebruikte sonde [-]

 N_{kt} correlatiefactor tussen q_{net} en s_u [-]

q_c conusweerstand [kPa]

 q_{net} conusweerstand gecorrigeerd voor gemeten waterspanning en verticale spanning [kPa]

- q_t conusweerstand gecorrigeerd voor gemeten waterspanning [kPa]
- σ_v in situ gemeten verticale totaalspanning [kPa]
- *u*₂ waterspanning gemeten direct boven de conus [kPa]

De grensspanning $\sigma'_{v,v}$ kan uit deze ongedraineerde sterkte worden teruggerekend door een combinatie van de formules 2.4, 2.5 en 2.6.

$\sigma'_{v,y} = max \left(\sigma'_{v}^{(1-1/m)} \cdot \left(\frac{q_{net}}{S \cdot N_{kt}} \right)^{1/m}, \sigma'_{v} \right)$	(2.7)
---	-------

2.2.3 Grondonderzoek en laboratoriumproeven

Volgens het WBI-protocol zijn sonderingen, samendrukkingsproeven, ongedraineerde triaxiaalproeven (klei) en Direct Simple Shear-proeven (veen) nodig voor het bepalen van de grensspanning en schuifsterkte (Deltares, 2016a; Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b; Deltares, 2016b).

Waar sondeerweerstanden kleiner dan 0,5 MPa kunnen voorkomen, zijn klasse 1-sonderingen nodig. In overige gevallen is een klasse 2-sondering acceptabel. In beide gevallen met meting van waterspanning. De standaard afstand in langsrichting is 50 m (Deltares, 2016b). In praktijk kan het nodig zijn om een kleinere afstand te hanteren bij discontinuïteiten. Omgekeerd kan een grotere afstand acceptabel zijn in gebieden met beperkte ruimtelijke variabiliteit.³ In dwarsrichting is bij controle op binnenwaarste stabiliteit steeds minimaal één sondering nodig in de kruin en één binnendijks. Bij controle op buitenwaarste stabiliteit zal (ook) een sondering buitendijks nodig zijn.

Het WBI-protocol schrijft voor dat de triaxiaalproeven ongedraineerd en anisotroop geconsolideerd moeten worden uitgevoerd (K_0 condities voor consolidatie tot de veldspanning, K_0^{NC} condities voor normaal geconsolideerde proeven). De critical state-schuifsterkte moet volgens de SHM worden bepaald bij 25% rek in het geval van een ongedraineerde triaxiaal-compressietest (klei) en bij 40% rek in het geval van een ongedraineerde Direct Simple Shear-test (veen). Het is namelijk gebleken dat het gebruik van triaxiaal-compressietesten voor veen zou leiden tot overschatting van de schuifsterkte.

Volgens de PPL verdient het aanbeveling om in de dijk-asrichting ter plaatse van geplande constructieve elementen extra sonderingen uit te voeren, teneinde de ligging van de draagkrachtige zandlaag en van eventuele discontinuiteiten voldoende gedetailleerd te kunnen vaststellen. Om dezelfde redenen zijn extra sonderingen ook gewenst ter plaatse van de positie van eventuele ankerlichamen. Om de houdkracht van de ankers uit de sondeerweerstand te kunnen bepalen moeten deze sonderingen voldoende diep in het zand worden doorgezet. De PPV geeft daarvoor als indicatie: 3 à 4 m diep in de draagkrachtige zandlaag. De PPL noemt verder indicatief een sondeer-afstand tussen de 15 en 25 m, afhankelijk van de geologische variatie in het dijkvak.

2.3 Samenvatting veiligheidsfactoren en eisen

De PPL en PPV geven aanwijzingen voor de toe te passen controles en detaillering bij het ontwerpen van stabiliteitverhogende constructieve elementen en voor de daarbij toe te passen eisen en partiële factoren. Tabel 2.1 en Tabel 2.2 vatten de toe te passen eisen en partiële factoren op hoofdlijnen samen. Zie de PPL en PPV voor de in de tabellen niet opgenomen controles met betrekking tot ankeruitval en scheurwijdte.

Tabel 2.1Samenvatting van de uit te voeren controles voor binnenwaartse stabiliteit⁴ en samenvatting van de daarbij toe
te passen eisen

Controle	Eisen
Overeenkomst tussen glijvlakberekening en EEM-berekening voor groene dijk	Uit te voeren voor onversterkte dijk, of voor dijkontwerp in grond. De glij- vlakligging moet overeenkomstig zijn en de verschillen in stabiliteitsfactor ($\sum M_{SF}$) moeten beperkt blijven tot maximaal 6%. Zie § 3.5.8.
Controle op basis van de met EEM bepaalde krachten en momenten in constructieve elementen bij hoogwater en ver- keersbelasting (inclusief controle op verticaal evenwicht)	De krachten en momenten moeten worden bepaald bij WBN (Waterstand bij Norm) en verkeersbelasting. Daarbij moeten de partiële factoren vol- gens Tabel 2.2 worden toegepast, behalve bij de controles op ankeruitval en scheurwijdte. De wrijvingseffecten van zakkende grond op de langscon- structie worden binnen de EEM-berekening bepaald. De in rekening te brengen effecten van zakkende grond op de krachten in ankerstaven worden buiten de EEM-berekening bepaald. De daarop volgende <i>unity</i> <i>checks</i> voor constructieve sterkte (STR), voor de uittrekkracht van ankers en voor de draagkracht van de bij vernageling toegepaste kopplaten (Soil Structure Interaction: SSI) ⁵ moeten worden uitgevoerd conform de PPL en PPV. In tegenstelling tot de NEN9997-1 staat de PPL bij deze checks voor- alsnog geen plasticiteit in stalen onderdelen toe. Bij een verankerde wand moet ook worden gecontroleerd of de rekenwaarde van de normaalkracht (afgelezen net onder de ankergording) de draagkracht van het zand niet overschrijdt.

⁴ De SHM geeft aanwijzingen voor de bij buitenwaartse stabiliteit toe te passen maximaal toelaatbare faalkans en voor de dan in plaats van WBN toe te passen hydraulische condities.

⁵ In dit document is aangenomen dat de uittrekkracht van ankers en/of de draagkracht van de kopplaat niet binnen het EEM-model zelf zijn gemodelleerd. Daarom moet daarop dan buiten de EEM-berekening worden gecontroleerd.



Controle	Eisen
Controle op stabiliteit (inclusief verticaal even- wicht) bij hoogwater en verkeersbelasting	Geen doorgaande vervormingen door globaal verlies van evenwicht (GEO), onder invloed van de daarbij ook te modelleren sterktebegrenzing op de interface tussen grond en constructie (Soil Structure Interaction: SSI). De tijdens de stabiliteitscontrole binnen de EEM-berekening op de interface te modelleren sterktebegrenzingen betreffen: de uittrekkracht van nagels, de schachtwrijving langs wanden en palen en de door nagels in dwarsrich- ting opneembare grondsterkte. Bij een 2D-EEM-berekening zal daarbuiten bovendien moeten worden gecontroleerd op het niet toelaatbare stromen van grond tussen plaatsvaste constructiedelen ('snijden'). Niet-kritische lokale instabiliteit van het binnentalud achter een langsconstructie (met een restprofiel als gevolg) is alleen toegestaan indien de langsconstructie gesloten is en/of bij discontinue wanden met beperkte openingsafmetin- gen, waarbij de dijkkern uit klei bestaat. Ten opzichte van de controle op krachten en momenten te bepalen door aanvullende toepassing van een partiële factor voor de schematiseringsonzekerheid, zie Tabel 2.2.
Controle op basis van de met EEM berekende vervorming door hoog- water en door de daarbij eventueel aan te nemen	Maximaal 0,1 m kruindaling over een breedte van 3 meter, of over de oor- spronkelijke kruinbreedte indien minder dan 3 meter. Te bepalen bij WBN en bij lage karakteristieke waarden voor de grondsterkte en de grondstijf- heid.
verkeersbelasting	Bij zelfstandig kerende wanden ⁶ geldt de verticale verplaatsingseis voor de wandkop.
	In alle gevallen geldt maximaal 0,1 m horizontale verschilverplaatsing tussen binnenteen en buitenteen. Voor stabiliteitswanden geldt daarnaast een eis van maximaal 0,1 m horizontale wandverplaatsing.
	Meer verticale en horizontale vervorming is echter toegestaan, bij toepas- sing van aanvullende 'controles op maat'. Zie hieronder.

Wanneer in de EEM-berekening tijdens een van de controles een niet-kritische instabiliteit van het binnentalud achter een langsconstructie optreedt, moet de berekening worden doorgezet met een geschematiseerd restprofiel, zie § 3.5.6. Voorwaarde om een niet-kritische stabiliteit toe te staan, is volgens de PPL wel dat er geen grond kan stromen door openingen in de langsconstructie ('snijden'). In het geval dat deze niet-kritische instabiliteit al optreedt bij de vervormingscontrole (dus bij karakteristieke grondsterkte), adviseert de PPL bovendien een beperking van het toelaatbaar overslagdebiet tot 0,1 l/m/s voor zand en tot 1,0 l/m/s voor klei. Deze beperking is bedoeld om verdere erosie van het binnentalud door overslag te voorkomen.

⁶ Een zelfstandig kerende wand moet de kerende functie zelfstandig kunnen vervullen bij afschuiven van het talud aan landzijde of waterzijde. Daarom staat een zelfstandig kerende wand altijd in de kruin. Voorbeelden zijn een kistdam, een diepwand of combiwanden.

Het is aannemelijk dat 0,1 m kruindaling tijdens de vervormingscontrole geen significant effect heeft op de overstromingskans, tenzij de kruinhoogte kritisch is, de decimeringshoogte klein is of als een kwetsbare bekleding aanwezig is. In dat geval is voldoende extra overhoogte nodig en/of dient het effect van vervorming op de bekleding te worden beschouwd.

De in praktijk berekende kruindaling blijft (inclusief toe te passen modelfactor) bij verankerde wanden doorgaans binnen de eis van 0,1 m. Bij onverankerde wanden zal een horizontale vervormingseis van 0,1 m echter snel kritisch worden. Om minder strenge vervormingseisen te mogen stellen, zullen voor het vervormingseffect op de relevante faalmechanismen aanvullende randvoorwaarden nodig zijn. Dergelijke randvoorwaarden zijn situatieafhankelijk en moeten daarom projectspecifiek worden gedefinieerd. In Bijlage A is een methodiek opgenomen waarmee projectspecifieke vervormingseisen kunnen worden afgeleid. Bij het vaststellen van de vervormingseis(en) dienen de volgende aspecten te worden beschouwd.

- Vervormingseis(en) om te kunnen voldoen aan de Waterwet:
 - effect van vervormingen op de relevante faalmechanismen van de waterkering;
 - effect van vervormingen op overgangsconstructies.
- Vervormingseisen die niet direct volgen uit de Waterwet, maar uit bijvoorbeeld het Bouwbesluit, en/of eisen vanuit de gebruiker/beheerder, zoals:
 - · functieverlies als evacuatieroute;
 - · functioneren van de constructie of delen ervan onder normaal gebruik;
 - · beheer- en onderhoudsaspecten;
 - uiterlijk van de constructie;
 - comfort van mensen;
 - effect op belendingen.

Uitsluitend ter gedachtevorming wordt hierna een voorbeeld gegeven voor een mogelijke vervormingseis 'op maat', voor het geval dat men in een vrijstaande stabiliteitswand meer vervorming wil toestaan dan 0,1 m.

Voorbeeld van 'vervormingseis op maat', uitsluitend ter gedachtevorming Voor een eis van maximaal 0,25 m horizontale vervorming aan de kop van de damwand zouden bijvoorbeeld de volgende aanvullende randvoorwaarden kunnen worden gesteld.

- Toepassen van een overgangsconstructie die in staat is de optredende vervormingsverschillen op te nemen. Hierbij dient het gemiddelde vervormingsverschil over de overgangsconstructie kleiner te zijn dan 0,025 m/m'.
- Er dient voldoende overhoogte aanwezig te zijn om eventuele zakking van de kruin te kunnen compenseren.
- Het overslagdebiet moet kleiner zijn dan 0,1 l/s/m in verband met de erosiebestendigheid van het binnentalud.
- De horizontale vervorming ter plaatse van het buitentalud moet kleiner zijn dan 0,1 m in verband met erosiebestendigheid.
- In het ontwerp dient rekening te worden gehouden met kier-/scheurvorming in het actieve deel van het glijvlak. Er dient ervan uitgegaan te worden dat de freatische lijn in de scheuren toe kan nemen tot de kop van de damwand. Tevens is het actieve deel van het glijvlak niet meer voldoende draagkrachtig om bijvoorbeeld dienst te doen als evacuatieroute of het nemen van (calamiteiten) maatregelen. Als er sprake is van een cohesieve deklaag dunner dan 4 m, dient rekening te worden gehouden met kortsluiting met het watervoerend pakket.



- Het effect op belendingen, kabels en leidingen etc. moet voldoende klein zijn.
- De horizontale vervormingen van de damwand bij een waterstand met een overschrijdingskans van 1/100ste per jaar dienen kleiner te zijn dan 0,1 m in verband met beheer- en onderhouds-aspecten.

Of bij vervormingscontrole ook het effect van verkeersbelasting moet worden meegenomen, dient ten slotte van geval tot geval te worden beoordeeld. Meenemen ligt voor de hand wanneer rekening moet worden gehouden met een afschuiving aan landzijde (restprofiel) en/of wanneer het zware verkeer onder hoogwateromstandigheden op niet gebruikelijke plaatsen kan aangrijpen. Meenemen is niet nodig wanneer niet met een restprofiel hoeft te worden gerekend en wanneer de verkeersbelasting bovendien relatief kortdurend en plaatselijk aangrijpt op locaties die deze belasting al eerder hebben ondergaan. Wanneer meenemen nodig is, moet worden gerekend met dezelfde verkeersbelasting als die voor stabiliteitscontrole wordt toegepast.

Tabel 2.2Samenvatting van de toe te passen partiële factoren bij controle op binnenwaartse stabiliteit⁴, constructieve
sterkte en vervorming

Partiële factor	Invulling
Schadefactor γ_n voor het in rekening brengen van de doelbetrouwbaarheid	Toe te passen op de karakteristieke grondsterkte bij controle bij WBN op stabiliteit (GEO), op constructief falen (STR) en op falen door grond-con- structie-interactie (SSI). De volgens WBI voor macrostabiliteit maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede moet bij toepassing van construc- ties in de dijk nog door 3 worden gedeeld. Anno 2018 gelden daarvoor de volgende formules, zie § 2.2.1. $\beta_{eis;dsn} = \Phi^{-1} \left(1 - \frac{P_{f;toel;traject} \cdot \omega_{macro}}{3 \cdot N} \right)$ $\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis;dsn} + 0,41$
Modelfactor $\gamma_{d;EEM}$ voor het in rekening brengen van modelonzekerheid bij het berekenen van stabiliteit en constructief falen	Toe te passen op de karakteristieke grondsterkte bij controle bij WBN op stabiliteit (GEO), op constructief falen (STR) en op falen door grond-con- structie-interactie (SSI). Gelijk te nemen aan de modelfactor volgens WBI voor het Uplift Van-glijvlakmodel. Anno 2018 geldt: $\gamma_{d.EEM} = \gamma_{d.UpliftVan} = 1,06$
Modelfactor $\gamma_{d;vervorming}$ voor het in rekening brengen van modelonze- kerheid bij het berekenen van vervormingen	Toe te passen op de verplaatsing door hoogwater (WBN) bij de hierbij aan te nemen verkeersbelasting, berekend bij lage karakteristieke waarden voor grondsterkte en grondstijfheid. $\gamma_{d.vervorming} = 1,3$

Partiële factor	Invulling
Schematiseringsfactor $\gamma_{b;GEO}$ voor stabiliteit	Aanvullend toe te passen op de grondsterkte bij de stabiliteitscontrole (GEO), onder invloed van grond-constructie-interactie. Te bepalen volgens de systematiek die is beschreven in het TRGS, gebruik makend van een geactualiseerde POVM-spreadsheet ⁷ .
Schematiseringsfactor $\gamma_{b;STR}$ voor krachten/ momenten	Toe te passen op de krachten en momenten. Te bepalen volgens de syste- matiek die is beschreven in het TRGS, gebruikmakend van voorgenoemde POVM spreadsheet.
Belastingeffect-factoren voor krachten/momenten	Toe te passen op de krachten en momenten voor de controle op construc- tieve sterkte (STR) en voor de controle op de houdkracht van ankers (SSI). Afhankelijk van het type constructie. Zie de PPL en de PPV. Conform deze documenten gelden bij ankerkrachten hogere factoren voor de controle op sterkte van de staaf zelf dan voor de controle op uittrekkracht (anker- lichaam) en gordingsterkte.

⁷ Voor het bepalen van de schematiseringsfactoren voor stabiliteit, moment en ankerkracht moet de spreadsheet worden toegepast die daarvoor binnen de POVM is ontwikkeld en gevalideerd (ftp://povm:bwhu643@ftp.deltares.nl/Rekencluster/Tools/Rekenblokje Schematiseringsfactor v0.40.xlsm). Deze spreadsheet maakt gebruik van de WBI-relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor.



3 EEM-toepassing binnen het ontwerp

3.1 Mogelijkheden en beperkingen

In het geval van constructief versterkte dijken zijn doorgaans EEM-analyses nodig voor de controle op de eisen aan stabiliteit en hoogte, zoals geformuleerd voor waterveiligheid (§ 2.2.1 en § 2.3).

Met EEM-analyses kunnen in principe de volgende resultaten worden bepaald.

- de effecten van kruip op spanningen en vervormingen;
- de aanvullende deformatie door WBN en eventuele verkeersbelasting;
- de stabiliteit bij WBN en verkeersbelasting voor de maatgevende situatie tijdens de levensduur;
- de krachten en momenten in constructieve elementen bij WBN voor de maatgevende situatie tijdens de levensduur.

Naast bovengenoemde mogelijkheden dient men zich bij toepassing echter ook rekenschap te geven van de volgende beperkingen.

- In de klassieke EEM volgt het elementennet de vervorming. Daarom is het slechts beperkt mogelijk om daarmee stroming van grond langs of door constructies (palen, ankerstaven, wandopeningen) te beschrijven. Datzelfde geldt voor grondverdringing door de installatie of verplaatsing van de constructie. Die effecten moeten dus buiten de EEM-analyse worden berekend en vervolgens binnen de EEM-analyse worden toegepast als extra belasting of als een equivalente schuifsterkte op de 'interface' tussen grond en constructie.
- Het is gebruikelijk om constructieve elementen te modelleren door lijn- of vlakvormige elementen (balken en platen) en om alleen de grond met continuümelementen te modelleren. Bij de lijn- en vlakvormige elementen wordt de interactie tussen grond en constructie ter plaatse van uiteinden niet rechtstreeks in rekening gebracht. Dit komt omdat de doorsnede-afmetingen bij lijn- en vlakvormige elementen niet expliciet worden gemodelleerd. Bij gebruik van deze elementen ontstaat aan de punt dus geen weerstand vanuit de continuümelementen. De puntweerstand moet daarom worden gemodelleerd met behulp van puntveren met begrensde sterkte. De schuifspanning langs de wand van lijn- of vlakvormige elementen kan verder alleen worden gemodelleerd als een over de doorsnede geïntegreerde equivalente waarde, vanwege de niet expliciet gemodelleerde doorsnedevorm. Invoer van schuifstijfheid en schuifsterkte op de 'interface' tussen grond en constructie vindt dus ook plaats als een equivalente waarde. Een laatste intrinsieke beperking van lijn- of vlakvormige elementen is dat in het model ter plaatse van de constructiedoorsnede ook nog wordt gerekend met de aanwezigheid van grond. Deze overlap leidt tot 'dubbeltelling' van stijfheid, sterkte en gewicht.

PLAXIS 2D biedt anno 2018 de mogelijkheid om fysisch niet-lineair gedrag van platen te beschrijven als functie van buigend moment ($M - \kappa$ diagram). De invloed van de normaalkracht kan in deze beschrijving echter niet direct worden meegenomen. Deze beperking is vooral van belang bij de modellering van gewapend beton (paalwanden, diepwanden). Daarnaast biedt *PLAXIS* anno 2018 ook de optie voor perfect elasto-plastisch gedrag (Von Mises) in de integratiepunten van balken met rechthoekige doorsneden (3D) of van platen met constante dikte (2D en 3D). De laatste optie is echter niet volledig toereikend voor beschrijving van het elasto-plastisch gedrag van stalen profielen met een meer complexe doorsnedegeometrie.

Bij toepassing van embedded beams brengt *PLAXIS* de invloed van de doorsnedeafmetingen op het draagvermogen anno 2018 tot op zekere hoogte in rekening. Dat doet *PLAXIS 3D* door elastisch grond-

gedrag aan te houden voor de integratiepunten (stress points) van de grondelementen die binnen de opgegeven paaldoorsnede liggen (in de 'elastic zone'). *PLAXIS 2D* doet dit onder de paalvoet, binnen een halve cirkel met een diameter gelijk aan de (equivalente) paaldiameter. Voor voldoende rekennauwkeurigheid vereist deze benadering in de praktijk echter wel een fijn elementennet van de grond ter plaatse van de elastic zone.

- Het effect van de voorspelde zakking op de geometrie en daarmee ook op stabiliteit en op 'onderwaterzakken' wordt alleen meegenomen bij een (geometrisch niet-lineaire) Updated Mesh-beschrijving. De interface-elementen langs staven, balken, en schalen/platen zijn bij grote schuifverplaatsingen echter nooit in staat om het wrijvingseffect met de omringende grond correct te beschrijven, omdat de relaties blijven gelden tussen de knopen die oorspronkelijk tegenover elkaar lagen. De mogelijkheden om grotere vervormingen te voorspellen met hulp van een Updated Mesh-beschrijving worden verder beperkt door de randvoorwaarden aan vervormde elementen. Bij de ideale elementvorm hebben alle zijden van driehoeken of vierhoeken gelijke afmetingen en zijn alle hoeken ook gelijk. Van deze ideale vorm mag onder invloed van vervorming niet teveel worden afgeweken. Vanwege deze beperkingen moet het effect van lange-duurzettingen handmatig in de ingevoerde geometrie worden verwerkt, in plaats van deze effecten via een Updated Mesh-analyse in rekening te brengen.
- De in opdracht van de POVM uitgevoerde uitbreiding van *PLAXIS* voor invoer van een verlopend grensspanningsveld (via *POP*-invoer, zie § 3.2.2) is beperkt gebleven tot de 2D-versie. Deze beperking compliceert anno 2018 een vergelijking tussen 2D- en 3D-resultaten. Deze beperking is vooral van belang voor het ontwerp van *Dijkvernageling* (al dan niet verankerd) en dijkdeuvels.

3.2 Toe te passen constitutieve modellen voor grond

3.2.1 Gedraineerd gedrag

Tijdens afschuiven onder hoogwateromstandigheden moet volgens het WBI een gedraineerde sterkte worden verondersteld voor zand, voor siltige klei en voor klei- en veengrond die boven de freatische lijn ligt. Om de initiële spanningstoestand onder hoogwatercondities te bepalen moet ook gedraineerd gedrag worden gemodelleerd tijdens de EEM-rekenfasen. Voor wat betreft de daarbij toe te passen constitutieve modellen gelden de volgende aanwijzingen.

Het Hardening Soil (HS)-model moet worden toegepast om het gedrag van zand te modelleren. Voor het gedrag van klei en veen heeft toepassing van het Soft Soil- of Soft Soil Creep (SSC)-model de voorkeur boven toepassing van het HS-model.

Soft Soil (Creep) heeft niet alleen de voorkeur vanwege de mogelijkheid om kruip te beschrijven.⁸ Aanvullende redenen zijn de in de praktijk betere fit op combinaties van triaxiaal- en samendrukkingsproeven (zie Bijlage D) en het geringere aantal invoerbeperkingen voor wat betreft de verhoudingen tussen de stijfheidsparameters.

⁸ Bij de berekening van kruip met het SSC-model past de kanttekening dat de initiële kruipsnelheid afhankelijk is van zowel de kruipparameter als van de initiele overconsolidatie. De initiele overconsolidatie wordt beïnvloedt door de spanningsherverdeling die in een EEM-berekening na de K_0 -spanningsinitialisatie optreedt onder en nabij taluds. Wanneer de initiële K_0 -verhouding tussen de horizontale en verticale spanning niet gelijk is aan K_0^{NC} en/of wanneer er sprake is van initiële schuifspanningen in het horizontale/ verticale vlak (zoals onder taluds), zullen bij gebruik van het SSC-model horizontale kruipvervormingen en spanningsrotaties optreden. Deze effecten maken het niet eenvoudig om tot een betrouwbare kruipvoorspelling te komen.



Bijlagen B.1 en B.3 geven een overzicht van de eigenschappen en verschillen van deze twee modellen. Een korte samenvatting daarvan volgt hierna.

Zowel het HS-model als het SS/SSC-model maken in de spanningsruimte gebruik van een schuifvloeioppervlak voor de critical state-sterkte, en van een aparte 'cap' voor de plastische samendrukbaarheid. De plastische samendrukking treedt op tijdens maagdelijk belasten. Dat wil zeggen: belasten tot voorbij de eerder ervaren grondspanning. De cap verschuift daarbij naar buiten (cap hardening). De initiële ligging van de cap wordt vastgelegd door een equivalente isotrope preconsolidatiespanning. In het geval van een 2D-berekening wordt deze door *PLAXIS* tijdens de K_0 bepaald uit de invoer van een opgegeven ruimtelijk *POP*-veld (via boreholes). In het geval van zowel een 2D- als een 3D-berekening is ook bepaling mogelijk uit de invoer van een *POP*- of *OCR*-waarde per materiaal. Het is in *PLAXIS 3D* anno 2018 dus nog niet mogelijk om een verlopend *POP*-veld via boreholes in te voeren.

De initialisatie op basis van een opgegeven overconsolidatie vindt alleen plaats in de eerste rekenfase. Voor elementen die actief worden na de eerste rekenfase gebruikt *PLAXIS*: OCR = 1.



Figuur 3.1 Schematische weergave van de vloeioppervlakken voor Hardening Soil en Soft-Soil (Creep). Op de verticale as staan de schuifspanningsmaat $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$. en de plastische schuifrek γ_p . Op de horizontale as staan de effectieve isotrope spanning p'en de plastische volumerek $\varepsilon_{p.vol}$. De helling van de critical state-lijn wordt bepaald door de wrijvingshoek ϕ_{cs} . De hoek tussen de plastische rekvector en de verticaal wordt bepaald door de dilatantiehoek ψ . De vorm van de cap wordt bepaald door de K_0^{NC} .

De twee voornaamste verschillen tussen de modellen zijn ten slotte:

- Alleen het HS-model genereert ook plastische rek bij het mobiliseren van de schuifsterkte onder maagdelijke deviatorische belasting (Shear Hardening).
- Het SSC-model kan kruip beschrijven. Het HS-model en SS-model kunnen dat niet.

3.2.2 Ongedraineerd gedrag

Voor het door WBI voorgeschreven ongedraineerde gedrag van klei- en veengrond onder de freatische lijn tijdens de hoogwatersituatie (uitgezonderd zeer siltige klei en keileem) gelden de volgende aanwijzingen.

In de rekenfase met hoogwaterbelasting dient gebruik te worden gemaakt van het 'user-defined' SHANSEP NGI-ADP-model (POV Macrostabiliteit, 2017a; POV Macrostabiliteit, 2017b). Het SHAN-SEP-model maakt gebruik van de *S* en *m* parameters en wordt vanuit WBI voorgeschreven voor glijvlakberekeningen.

In het model wordt de ongedraineerde sterkte volgens SHANSEP (§ 2.2.2.) gecombineerd met het NGI-ADP-model (Grimstad, Andresen, & Jostad, 2012). In tegenstelling tot de hiervoor besproken modellen is het NGI-ADP-model een 'total stress'-model. Na activatie van het NGI-ADP-model heeft de verdere in *PLAXIS* berekende wateroverspanning door verandering van de totale isotrope spanning tijdens de actieve periode dus geen effect meer op de NGI-ADP-schuifsterkte⁹. De afkorting ADP staat voor: Active/ Direct-Shear/Passive. Dit wil zeggen dat het model rekening houdt met mogelijk verschillende waarden van de ongedraineerde schuifsterkte in het actieve, neutrale (direct shear) en passieve deel van het glijvlak, in combinatie met de verschillende niveaus van de plastische schuifrek waarbij de piekwaarden voor de schuifsterkte worden bereikt. Binnen het WBI wordt echter geen onderscheid tussen actieve en passieve schuifsterkte gemaakt. De verhoudingen dienen dus doorgaans gelijk aan 1 te worden gekozen, behalve in een eventuele opdrijfzone. Daar waar het glijvlak uittreedt, kan in de opdrijfzone via de op te geven verhouding eenvoudig een sterk gereduceerde passieve ongedraineerde schuifsterkte worden gemodelleerd, zie ook Bijlage C.9.

Bij elke overstap van HS of SSC naar het SHANSEP NGI-ADP-model bepaalt *PLAXIS* de ongedraineerde sterkte die hoort bij de op dat moment geldende grootste effectieve hoofdspanning σ'_1 , in combinatie met de actuele grensspanningswaarde. De grensspanning wordt daarbij gedefinieerd door het maximum van de tijdens alle rekenfasen berekende grootste hoofdspanning ($\sigma'_{1.max}$). De $\sigma'_{1.max}$ -waarde wordt (net zoals de equivalente isotrope preconsolidatiespanning voor HS en SSC) eenmalig geïnitialiseerd uit (in het geval van een 2D-berekening) een opgegeven ruimtelijk *POP*-veld (via boreholes) of (in het geval van een 2D- of 3D-berekening) uit *OCR*- of *POP*-invoer per materiaal. De initialisatie op basis van een opgegeven overconsolidatie vindt alleen plaats in de eerste K_0 -rekenfase, ook als het element dan nog geen SHANSEP-eigenschappen heeft. Tijdens deze eerste rekenfase heeft nog geen spanningsspreiding plaatsgevonden.

$$\sigma'_{1,max,initieel} = \sigma'_{v,K_0} + POP \text{ of } \sigma'_{1,max,initieel} = OCR_{initieel} \cdot \sigma'_{v,K_0}$$
(3.1)

Hierin is σ'_{v,K_0} de verticale effectieve spanning tijdens de K_0 -initialisatie.

Voor elementen die na de eerste rekenfase worden geactiveerd gebruikt PLAXIS: POP = 1.

Bijlage B.4 geeft een kort overzicht van de voornaamste eigenschappen van het SHANSEP NGI-ADP model. Een uitgebreidere beschrijving van dit model en de validatie ervan zijn te vinden in POVM-documenten (POV Macrostabiliteit, 2017a; POV Macrostabiliteit, 2017b).

Tijdens SSC-kruip groeit de equivalente isotrope preconsolidatiespanning en de OCR. Daarmee groeit ook de ongedraineerde sterkte, bij daarop volgend gebruik van ongedraineerde condities. Metingen in het veld wijzen er echter niet op dat de grensspanning ook zo snel aangroeit. Een kruipanalyse mag daarom alleen worden gebruikt voor het voorspellen van zettingen in de tijd. De eventuele voordelige effecten van de door het SSC-model voorspelde verhoging van de ongedraineerde sterkte door kruip mogen niet worden gebruikt. Bij een overstap van SSC op SHANSEP NGI-ADP wordt het voordelige kruipeffect overigens niet meegenomen: de grensspanning $\sigma'_{1.max}$ groeit alleen aan door verhoging van σ'_1 tot voorbij het eerdere maximum.

⁹ De door PLAXIS berekende wateroverspanning wanneer het SHANSEP NGI-ADP -model actief is heeft wel effect na eventuele de-activatie, waarbij weer zou worden overgestapt op een 'effective stress'-model. Dit effect geldt ook bij her-activatie van het SHANSEP NGI-ADP-model.



3.2.3 Interactie tussen grond en constructie

PLAXIS modelleert de interactie tussen grond en constructie met interface-elementen. Deze elementen modelleren verende verbindingen tussen grond en constructie in zowel schuifrichting als normaalrichting. De schuifsterkte wordt daarbij gemodelleerd via het Mohr-Coulomb-model. In het geval van het HS- en SSC-model bepaalt PLAXIS uit de waarde van het naastliggende grondelement de waarde van de (gemobiliseerde) wrijvingshoek of van de ongedraineerde schuifsterkte. In het geval van het SHANSEP NGI-ADP-model moet de schuifsterkte handmatig worden ingevoerd. Deze waarde wordt vervolgens gereduceerd met een op te geven reductiefactor R_{inter} . Laatstgenoemde factor is in principe afhankelijk van de ruwheid van de constructiewand in verhouding tot de korrelgrootte van de grond. De R_{inter} reduceert ook de verdeelde veerstijfheden in het interface-element, voor zowel schuifvervorming als normaalvervorming. De verdeelde veerstijfheden zijn gerelateerd aan verschilverplaatsing. Ze worden door PLAXIS standaard bepaald uit de schuifstijfheid G en normaalstijfheid E_{oed} in de grond (beide vermenigvuldigd met R_{inter}^2), in combinatie met een virtuele interfacedikte. Als standaard waarde voor de virtuele interfacedikte gebruikt PLAXIS een waarde die gelijk is aan 0,1 keer de globale doelwaarde voor de gemiddelde elementafmeting (I_{o}). PLAXIS berekent laatstgenoemde doelwaarde uit de opgegeven afmetingen van de geometrie en de opgegeven netfijnheid. De aldus berekende virtuele interfacedikte kan in PLAXIS worden opgevraagd onder het 'Project'-menu. Men moet erop bedacht zijn dat een grote waarde van de virtuele interfacedikte zal leiden tot significante elastische verschilverplaatsingen tussen grond en constructie, die fysisch niet realistisch zijn.

3.3 Parameterbepaling

Bijlage C geeft uitgebreide aanwijzingen voor het kiezen van parameters voor de grondmodellen die zijn genoemd in § 3.2. Dit zijn: Soft Soil Creep (SSC) en SHANSEP NGI-ADP voor klei en veen, en Hardening Soil (HS) voor zand en sterk siltige kleien. Daarbij gaat het zowel om verwachtingswaarden als om karakteristieke waarden. De aanwijzingen sluiten zoveel als mogelijk aan bij de parameterbepaling conform de SHM, bij de WBI-protocollen voor laboratorium- en veldonderzoek (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b; Deltares, 2016a; Deltares, 2016b) en bij overige handboeken (CUR, 2003).

De WBI-protocollen zijn echter opgesteld voor een beoordeling van groene dijken, op basis van glijvlakberekeningen. De benodigde parameterset voor de EEM-grondmodellen is groter, vooral vanwege de extra benodigde stijfheidsparameters. In het ontwerpstadium zijn bovendien meer gedetailleerde gegevens beschikbaar, waardoor onzekerheden verschillend zullen worden geschematiseerd. Daarom zijn in Bijlage C aanvullende aanwijzingen opgenomen, waaronder aanwijzingen voor de schuifsterktereductiefactor R_{inter} voor de interface-elementen tussen grond en constructie. Hierna volgt een overzicht van de toe te passen stappen, met doorverwijzing naar de specifieke onderdelen van Bijlage C waarin een verdere uitwerking wordt gegeven.

Op voorhand wordt opgemerkt dat specifieke kennis en ervaring nodig is voor het analyseren en interpreteren van veld- en laboratoriumdata en voor het opstellen van een parameterset. Dit geldt evenzeer voor toepassing van de hierna gegeven aanwijzingen/stappen.

1 Inventarisatie beschikbaar grondonderzoek

Op basis van de boringen en sonderingen wordt een representatieve schematisering van de ondergrond voor het beschouwde vak opgesteld. De wijze waarop verschilt niet wezenlijk van het schematiseren van de ondergrond ten behoeve van glijvlakanalyses, zoals al uitgebreid beschreven in de SHM. Vervolgens wordt nagegaan van welke grondlagen er laboratoriumproeven beschikbaar zijn. De resultaten van de laboratoriumproeven worden onderling vergeleken. Onbetrouwbare proefresultaten worden in de analyse, met onderbouwing, niet in beschouwing genomen. En grondlagen kunnen op basis van laboratoriumproefresultaten worden samengevoegd of gesplitst. Een toelichting hierop staat in Bijlage C.1.

2 Bepaling volumegewicht van de afzonderlijke lagen

Van elke uitgevoerde laboratoriumproef is het verzadigd volumiek gewicht bepaald. Daarnaast wordt in sommige projecten ook het volumegewicht per gestoken bus bepaald. Deze bulkwaarde is niet per definitie gelijk aan het verzadigd volumegewicht. Op basis van al deze bepalingen kan per laag de in de berekening toe te passen verwachtingswaarde worden vastgesteld. Aanbevolen wordt om ter controle profielen van het verloop van het volumiek gewicht in de diepte op te stellen. Dit kan zowel in het voorland, achterland als onder de dijk. Het correct vaststellen van de volumegewichten is vooral belangrijk voor de profielen waar opdrijven of opbarsten van het achterland optreedt. Zie Bijlage C.3 voor verdere toelichting.

3 Bepaling SSC-parameters

Voor klei en veen wordt het materiaalgedrag in de eerste rekenstappen gemodelleerd met het SSC-model. De toe te passen parameterbepaling is beschreven in Bijlagen C.4 en C.6. In latere stappen wordt het gedrag van de klei en veen onder de freatische lijn gemodelleerd met het SHANSEP NGI-ADP-model, zie stap 5.

4 Bepaling HS-parameters

Het materiaalgedrag van zand en sterk siltige klei wordt gemodelleerd met het HS-model. De toe te passen parameterbepaling is beschreven in Bijlagen C.5 en C.7.

5 Bepaling SHANSEP NGI-ADP-parameters

Het ongedraineerde gedrag van de klei en veen onder de freatische lijn wordt in de laatste rekenfasen gemodelleerd met het SHANSEP NGI-ADP-model. De parameterbepaling is beschreven in Bijlagen C.8 en C.9.

6 Bepaling POP-veld in elke dwarsdoorsnede

Belangrijk voor de bepaling van de ongedraineerde sterkte is de belastingsgeschiedenis. Die wordt gedefinieerd door middel van het voorschrijven van de Pre-Overburden Pressure, *POP*. Bijlage C.10 licht toe hoe de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van de *POP* voor de verschillende grondlagen moet worden bepaald aan de hand van sondeerweerstanden.

7 Proefsimulatie

In de bovenstaande tekst is de bepaling van de sterkte- en de stijfheidseigenschappen ontkoppeld. In de beschreven materiaalmodellen hebben de sterkteparameters echter ook invloed op het stijfheidsgedrag en vice versa. Om te controleren of met de gevonden verwachtingswaarden uiteindelijk een realistisch totaalgedrag wordt bereikt, moeten met de Soiltest-module in *PLAXIS* enkele simulaties worden uitgevoerd van laboratoriumproeven (minimaal één per proeftype). Een toelichting is beschreven in het POVM-rapport Parameterbepaling EEM (POV Macrostabiliteit, 2018b). Hierbij dient zowel naar de samendrukkingsproeven of CRS-proeven te worden gekeken als naar de sterkteproeven, triaxiaal- of DSS-proeven. Daarbij gelden in ieder geval de volgende aanwijzingen.

- De in CRS-proeven gemeten spanning-rek-grafieken moeten voor de belangrijkste grondlagen worden vergeleken met een enkele simulatie van een CRS-proef. De hellingen van de maagdelijke tak en van de ontlast-herbelasttak moeten daarbij op het oog overeenkomen. Indien K₀-CRS-data beschikbaar is, moet ook worden gekeken naar het p'- q-diagram, waarbij een vergelijkbare helling eveneens gewenst is.
- Voor één of enkele triaxiaal- en DSS-proeven moet worden gecontroleerd of de bereikte sterkte in de simulatie aansluit bij de in de proef gemobiliseerde sterkte bij grote rek.



3.4 Rekenstappen

3.4.1 Inleiding

Voor het berekenen van deformaties en stabiliteit en het daarbij bepalen van krachten in een verankerde stabiliteitswand zijn de volgende EEM-rekenstappen nodig.

- 1 Bestaande situatie bij dagelijkse omstandigheden.
- 2 Toevoegen van de constructie en van eventuele ophogingen nadien.
- 3 In rekening brengen van de inklinking van slappe lagen na installatie van de constructie, voor wat betreft het effect op de krachten en momenten.
- 4 Aanbrengen van de hoogwaterbelasting en eventueel ook van verkeersbelasting, gevolgd door het berekenen van de daarmee gepaard gaande vervormingen.
- 5 Berekening van momenten en krachten bij hoogwater en verkeersbelasting.
- 6 Controle van stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting.

De stappen zijn op hoofdlijnen ook van toepassing voor andere constructietypen.

Hierna volgt een uitwerking per stap, waarin ook de toepassing van de verschillende partiële factoren wordt beschreven. Deze uitwerking is gebaseerd op verankerde stabiliteitswanden, maar met beperkte aanpassing ook toepasbaar voor andere versterkingstechnieken. Een visualisatie van het rekenschema volgt in § 3.7. Voorafgaand wordt ingegaan op twee varianten voor het in rekening brengen van de partiële factor op de karakteristieke grondsterkte en voor het daarbij tevens aanpassen van stijfheidsparameters.

3.4.2 Rekenschema's voor het in rekening brengen van de partiële factor op de grondsterkte

Overeenkomstig CUR166 worden de volgende twee varianten onderscheiden voor de controle van stabiliteit, momenten en krachten.

- A Breng de partiële factoren $\gamma_n \cdot \gamma_{d.EEM}$ op de karakteristieke grond(schuif)sterkte al in rekening voorafgaand aan het toevoegen van de constructie, voor zover dat onder dagelijkse omstandigheden mogelijk is en op voorwaarde dat er geen instabiliteit optreedt. Wanneer bij het volledig in rekening brengen van $\gamma_n \cdot \gamma_{d.EEM}$ instabiliteit optreedt, moet het eventueel resterende deel in rekening worden gebracht na het toevoegen van de constructie. Een 'bewezen sterkte'-redenering wordt niet standaard toegepast, omdat de werkelijke dagelijkse omstandigheden voor de waterspanningen (met zuigspanningen boven de freatische lijn) gunstiger kunnen zijn dan in de berekening wordt aangenomen.
- B Breng de partiële factoren $\gamma_n \cdot \gamma_{d.EEM}$ op de karakteristieke grond(schuif)sterkte pas aan na het toevoegen van de constructie. Binnen dit rekenschema kunnen direct ook de verplaatsingen worden gecontroleerd.

Rekenschema A leidt bij een onverankerde damwand tot minder grote momenten dan Rekenschema B. Bij verankerde damwanden is het verschil naar verwachting veel minder groot. Bij toepassing van schema A is nog wel een afzonderlijke vervormingscontrole volgens schema B nodig, omdat voor deze controle op de karakteristieke grondsterkte geen partiële factoren mogen worden toegepast.

De WBI-schadefactor wordt gebruikt als een van doelbetrouwbaarheid afhankelijke materiaalfactor, die werkt op de karakteristieke grondsterkte. Qua terminologie wordt hierna daarom pas van 'rekenwaarden' gesproken na het delen van de karakteristieke waarde door het product van de partiële factoren (schadefactor, modelfactor en voor de toets op geotechnische stabiliteit ook nog de schematiseringsfactor).
3.4.3 Het tijdens de berekening aanpassen van schuifsterkte en/of stijfheid

De in rekening te brengen schuifsterktereductie om te voldoen aan de doelbetrouwbaarheid moet worden toegepast op tan ϕ_{cs} of op de SHANSEP-parameter S.¹⁰

Op grond van een uitgevoerde consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) blijkt in praktijk een lage waarde van de grondstijfheid maatgevend voor vrijwel alle lagen. Voor de momenten in een vrijstaande wand is een hoge waarde echter maatgevend in de lagen waaraan de constructie inklemming ontleent (doorgaans alleen de zandlaag aan de teen). De lage en hoge waarden worden gevonden door de verwachtingswaarde van de stijfheid respectievelijk te delen door – en te vermenigvuldigen met – een partiële factor van 1,5. Bij het HS-model moet de partiële factor worden toegepast op de stijfheidsparameters $E_{50.ref}$, $E_{oed.ref}$ en $E_{ur.ref}$. Voor het SSC-model moet de partiële factor worden toegepast op de verhouding G_{ur}/s_{ur} als ook op de in te voeren schuifrekken waarbij de piekwaarde van de ongedraineerde sterkte wordt bereikt. Zie Bijlagen C.6, C.7 en C.9 voor een beschrijving van voorgenoemde stijfheidsparameters.

Zoals benoemd in Bijlage C.7 stelt *PLAXIS* voor het HS-model in praktijk beperkingen aan de verhoudingen tussen de ingevoerde grondparameters. Deze beperkingen komen naar voren tijdens de fit die *PLAXIS* uitvoert om de ingevoerde parameters te vertalen naar de interne modelparameters.

PLAXIS biedt voor het verlagen van de grondsterkte met hulp van de partiële factor de volgende drie methoden, die in praktijk in combinatie zullen worden gebruikt.

- 1 Gebruik van een extra parameterset waarin de grondsterkte is verlaagd. Tijdens de berekening kan herhaaldelijk van parameterset worden gewisseld. Hierbij is ook aanpassing mogelijk van andere grondparameters dan de sterkte. Dit is de meest universele, maar ook de meest bewerkelijke optie. De optie mag altijd worden toegepast.
- 2 De design approach. Hierin kunnen partiële factoren meer gebruikersvriendelijk worden toegepast op alle grondeigenschappen van het toegepaste constitutieve model (sterkte en stijfheid). In het geval van een wrijvingshoek past *PLAXIS* de totale partiële factor toe op de tangens daarvan. Volgens de *PLAXIS*-handleiding wordt de design approach niet ondersteund voor 'user defined models', zoals het SHANSEP NGI-ADP-model. In praktijk werkt de design approach bij het SHANSEP NGI-ADP-model wel op de ongedraineerde sterkte in de grondelementen, maar niet op de schuifsterkte in de interface-elementen. Bij toepassing van de design approach-methode zal methode 1 dus aanvullend moeten worden toegepast voor interface-elementen.
- 3 De *c* tan ϕ -reductie. Daarin worden de cohesie en de tangens van de wrijvingshoek stapsgewijs gereduceerd met een 'Multiplier Safety Factor' $\sum M_{SF}$. Voordeel ten opzichte van de andere twee opties is dat hiermee ook eenvoudig kan worden getoetst wat de restveiligheid is bij de rekenwaarde voor de grondsterkte.
 - Bij het NGI-ADP-model wordt de lokale (anisotrope) ongedraineerde sterkte gereduceerd en wordt de Shear Hardening uitgeschakeld.
 - Bij het HS- en het SSC-model past *PLAXIS* aan de start van de *c* tan ϕ -reductie een overstap toe op het MC-model (Mohr-Coulomb). Bij deze overstap bepaalt *PLAXIS* de elastische stijfheid uit de lokale E_{ur} -waarde. Deze waarde blijft vervolgens constant. Zowel de cap-hardening (met parameter E_{oed} of λ^*) als de shear hardening (met parameter E_{50}) wordt uitgeschakeld. Uit eerdere evaluaties is gebleken dat zodra de dilatantiehoek niet gelijk is aan de wrijvingshoek (Deltares, 2009),de procedu-

¹⁰ Wanneer men de vorm van de Shear Hardening curve in het HS-model niet wil aanpassen, moet de reductie verder ook worden toegepast op de $E_{50,ref}$



re zeer gevoelig wordt voor de toegepaste verfijning van het elementennet en voor het toegepaste iteratiecriterium.

Vanwege bovengenoemde beperkingen mag de c - tan ϕ -reductie alleen worden toegepast in de laatste rekenfase. Daarin wordt gecontroleerd of de $\sum M_{SF}$ groter of gelijk is aan de schematiseringsfactor voor geotechnische stabiliteit, onder aanname dat reductie door het product $\gamma_n \cdot \gamma_{d.EEM}$. met methode 2 en 1 al in een eerdere rekenfase is toegepast. Toepassing van de c - tan ϕ -reductie in deze laatste rekenfase heeft als voordeel dat ook de reststabiliteit inzichtelijk wordt.

3.4.4 Stap 1: bestaande situatie, zonder constructie

Tijdens deze eerste stap worden gedraineerde omstandigheden aangenomen (in *PLAXIS*: "ignore undrained behaviour" aanvinken). De initiële spanningen in de bestaande situatie (met dijk onder dagelijkse omstandigheden) volgen uit een reguliere K_0 -procedure, met daarna een nul-belastingstap om de onbalans weg te werken. Tijdens de nulstap zal spanningsspreiding en spanningsrotatie optreden bij een niet-horizontaal maaiveld en/of bij niet-horizontale laagligging. Deze spanningsspreiding beïnvloedt ook de initiële overconsolidatie.

Wanneer de analyse betrekking heeft op het einde van de levensduur, dient de aan te nemen bodemdaling van het achterland (door inklinking van slappe lagen) al direct in de geometrie te worden meegenomen, in combinatie met de aangenomen dijkhoogte aan het einde van de levensduur.

Binnen de K_0 -procedure (en voorafgaand aan de nulstap) initialiseert *PLAXIS* ook de equivalente isotrope preconsolidatiespanning (voor HS en SSC) en de $\sigma'_{1,max}$ (voor latere SHANSEP-toepassing), uit de invoer van het *POP*-veld. In Rekenschema A worden (voor zover nog stabiel) direct al de rekenwaarden gebruikt, door toepassing van de partiële factor $\gamma_n \cdot \gamma_d$. In Rekenschema B worden in deze stap voor de grondsterkte lage karakteristieke waarden van het laaggemiddelde gebruikt. Voor de stijfheidsparameters moeten lage karakteristieke waarden worden toegepast. Na de stap moeten de verplaatsingen weer op nul worden gezet.

Wanneer eventueel instabiliteit optreedt bij de doelwaarde voor de grondsterkte (karakteristiek voor Rekenschema B, rekenwaarde voor Rekenschema A), moet tijdelijk een grondsterktewaarde worden gebruikt waarbij de stabiliteit nog net bewaard blijft. De grondsterkte moet in dit geval verder tot de doelwaarde worden aangepast in stap 2 (gelijktijdig met het toevoegen van de constructie).

3.4.5 Stap 2: toevoegen van de constructie en van een eventuele ophoging nadien

Tijdens deze tweede stap worden nog steeds gedraineerde omstandigheden aangenomen. De grondsterkte wordt tegelijk met het aanbrengen van de constructie tot de doelwaarde aangepast (karakteristiek voor Rekenschema B, rekenwaarde voor Rekenschema A indien dit in stap 1 nog niet mogelijk bleek). *PLAXIS* zal de eventuele onbalans als gevolg van het aanbrengen van een (aanvullende) ophoging of als gevolg van het aanbrengen van voorspanning wegwerken via belastingstappen. In combinatie met een wandconstructie moet voor het bepalen van bovengrenzen voor de normaalkracht en ankerkracht ook een hoge puntweerstand in rekening worden gebracht, zie § 3.5.5.

3.4.6 Stap 3: effecten van zakkende grond op de constructie

Tijdens deze derde stap worden onveranderd gedraineerde omstandigheden aangenomen. Het doel van deze stap is nadrukkelijk niet om het effect van kruip op de geometrie mee te nemen. Dit is in een berekening zonder 'Updated Mesh' namelijk niet mogelijk. Het effect van zakkende grond en van eventuele tussentijdse ophogingen op de geometrie moet dus in de opgegeven geometrie aan de start van stap 1 worden meegenomen, zoals eerder aangegeven in § 3.4.4. Het doel van stap 3 is dus uitsluitend om op het beschouwde tijdstip (na oplevering of bij einde levensduur) het effect te bepalen van de inklinking van slappe lagen op de spanningstoestand. Daarbij gaat het om de spanningstoestand van zowel de grond als de constructieve elementen¹¹. De inklinking veroorzaakt negatieve kleef op een wand of paal. In combinatie met een hoge puntweerstand leidt dit tot een hogere normaalkracht. Voor stalen constructies is dat doorgaans maatgevend. Voor betonnen constructies echter is doorgaans een lage normaalkracht maatgevend, omdat daarbij eerder buigscheuren optreden. Om de normaalspanning in betonwanden conservatief (laag) te berekenen moet de kruipfase (stap 3) daarom achterwege worden gelaten en moet geen puntweerstand worden toegepast, ook niet bij het beschouwen van de situatie bij einde levensduur. Datzelfde geldt voor soilmix-blokken.

Voor het in rekening brengen van het effect van inklinking van slappe lagen op de spanningen in grond en constructie (afgezien van ankerstaaf) bestaan de volgende twee opties.

- 1 De geschatte of voorgeschreven vervorming van de slappe lagen na het aanbrengen van de constructie wordt in rekening gebracht via een opgegeven verticale contractie in *PLAXIS* (Volumetric Strain). Deze optie is alleen toegestaan bij verticaal geplaatste langsconstructies, al dan niet verankerd.
- 2 Een tijdsafhankelijke kruipberekening met het SSC-model. Deze optie is noodzakelijk bij schuin geplaatste langsconstructies.

Het toepassen van optie 1 of optie 2 zal leiden tot verschillende effecten op constructieve elementen. Optie 2 is de enige geschikte optie bij schuin geplaatste constructieve elementen, met uitzondering van ankers.

Bij het in rekening brengen van inklinking door middel van kruip kan het SSC-model naast de dijk ook significante horizontale vervormingen en spanningsrotaties berekenen. Dat gebeurt vooral onder en nabij een talud, waar de initiële K_0^{NC} -verhouding tussen horizontale en verticale spanningen wordt aangepast door het optreden van spanningsspreiding. De optredende spanningsrotaties en horizontale vervormingen hebben effect op de krachten en momenten in de constructie. In het voorkomende geval kunnen deze effecten op de constructie tot realistische proporties worden beperkt door ook al kruip te laten plaatsvinden tussen stap 1 en stap 2, dat wil zeggen voorafgaand aan het plaatsen van de constructie. Indicatief kan daarbij worden gedacht aan een kruipperiode van 10 jaar, al zal dit van geval tot geval moeten worden getoetst.

De verhoging van de ankerkracht door zakkende grond wordt in beide gevallen berekend conform het PPL-voorschrift. De totale ankerkracht als resultaat van enerzijds voorspanning en zetting (berekend in *PLAXIS*) en anderzijds zakkende grond (berekend buiten *PLAXIS*) moet vervolgens weer als 'prestress' in de *PLAXIS*-berekening worden ondergebracht.

3.4.7 Stap 4a: waterspanningen aanpassen voor extreme hydraulische belasting

Tijdens deze vierde stap worden onveranderd gedraineerde omstandigheden aangenomen. Het effect van extreme hydraulische belasting op de stijghoogteverandering wordt bepaald zoals dat ook voor een groene dijk zou gebeuren, inclusief het aangenomen effect van indringing tijdens de hoogwaterduur. Bij te controleren binnenwaartse stabiliteit moeten de extreme hydraulische belastingen bij WBN worden gebruikt. Bij het bepalen van de stijfhoogteverandering moet wel rekening worden gehouden met het eventuele effect van een ondoorlatende wand op het stijghoogteverloop. Zie verder § 3.5.1.

¹¹ Zoals in § 3.1 aangegeven heeft de in EEM berekende zakking van grond geen effect op de geometrie waarmee *PLAXIS* rekent, tenzij van Updated Mesh gebruik zou worden gemaakt.



3.4.8 Stap 4b (Rekenschema B): aanbrengen eventuele verkeersbelasting

Wanneer Rekenschema B wordt toegepast en wanneer bij de controle op de vervorming geen verkeersbelasting hoeft te worden meegenomen, kan de te controleren vervorming al worden afgelezen in stap 4a. De binnen Rekenschema B aanvullend toe te passen stap 4b is dus alleen nodig wanneer bij de vervormingscontrole ook het effect van verkeersbelasting moet worden meegenomen. Daarbij moeten nog steeds (lage) karakteristieke waarden worden gebruikt voor zowel grondsterkte als grondstijfheid. In de rekenfase waar de vervormingen worden afgelezen, moet de puntweerstand zijn uitgeschakeld (zie § 3.5.5). Voor de respons op de verkeersbelasting moet binnen deze stap ongedraineerd gedrag worden gemodelleerd voor de klei en het veen die onder de freatische lijn liggen tijdens de extreme hydraulische belasting. Dat kan door voor de ongedraineerde situatie de overstap te maken van het SSC-model naar het SHANSEP NGI-ADP-model in combinatie met 'Undrained A'. Als echter in stap 1 en 3 geen kruipberekening heeft plaatsgevonden (en de grenspanning daardoor ook niet is toegenomen), dan is het ook verdedigbaar om de ongedraineerde respons op de verkeersbelasting te modelleren met het SSC-model in combinatie met 'Undrained A'. In het laatste geval worden namelijk de ongewenste vervormingen vermeden die nabij instabiliteit kunnen ontstaan door de overstap van het SSC-model naar het SHANSEP NGI-ADP-model, waarin een andere schuifsterktemodellering op basis van andere parameters wordt toegepast. Conform § 2.3 moet de in stap 4a en 4b berekende verplaatsing door hoogwaterbelasting nog worden vermenigvuldigd met een modelfactor gelijk aan 1,3, in combinatie met lage karakteristieke waarden van de stijfheidsparameters.

3.4.9 Stap 5: krachten en momenten bij hoogwater en verkeersbelasting

Tijdens deze vijfde stap worden ongedraineerde omstandigheden aangenomen voor de klei en het veen dat tijdens hoogwateromstandigheden onder de freatische lijn liggen, zie § 3.2.2. De eventuele verkeersbelasting moet in deze stap ook aanwezig zijn. De ongedraineerde sterkte en stijfheid van deze grond moet worden gemodelleerd door toepassing van het SHANSEP NGI-ADP-model in combinatie met 'Undrained A'. Er moeten rekenwaarden voor de schuifsterkte worden toegepast, waarbij de karakteristieke waarden worden gedeeld door het product van γ_n en γ_d . Voor de grondstijfheid kan in praktijk met een lage rekenwaarde worden volstaan, behalve voor het zand waarin een onverankerde wand is ingeklemd. Om de lage of hoge waarde te bepalen moet een materiaalfactor van 1,5 worden toegepast op de verwachtingswaarde van de stijfheidsparameters, zie § 3.4.2.

De resulterende krachten en momenten moeten vervolgens worden vermenigvuldigd met de schematiseringfactor $\gamma_{b,str}$ voor constructief falen en met de eventuele belastingeffect-factor, conform § 2.3. Bij een 2D-berekening worden waar nodig ook correcties toegepast voor 3D-effecten die in de 2D-berekening niet kunnen worden meegenomen. Bij instabiliteit moet het ontwerp worden aangepast of moet (bij niet-kritische instabiliteit die eventueel toelaatbaar is bij het constructietype en grondtype) een restprofiel worden geschematiseerd (§ 3.5.6).

In het geval van een verankerde wand moet de gevonden rekenwaarde voor de normaalkracht (de waarde net onder de ankergording) conform § 4.8.2 van de PPL ook worden gebruikt om te controleren of het verticale draagvermogen op basis van de sondeerweerstand niet wordt overschreden.

3.4.10 Stap 6: stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting

Tijdens deze zesde en laatste stap blijven de ongedraineerde omstandigheden voor de klei en het veen gehandhaafd en gelden nog steeds rekenwaarden voor sterkte (laag) en stijfheid (hoog voor het zand waarin een onverankerde wand is ingeklemd, laag voor de overige lagen en gevallen). De puntweerstand moet worden uitgeschakeld (zie § 3.5.5). In stap 6 wordt eerst de puntveer gedeactiveerd. Aansluitend

wordt via een c - tan ϕ -reductie (in *PLAXIS* ook 'safety analysis' genoemd) gecontroleerd of de $\sum M_{SF}$ groter of gelijk kan worden aan de schematiseringsfactor voor stabiliteit ($\gamma_{b,geo}$). In combinatie met het SHANSEP NGD-ADP-model (dilatantiehoek en wrijvingshoek beide gelijk aan nul) kent toepassing van de c - tan ϕ -reductie geen bezwaren. De safety analysis moet worden doorgezet totdat de $\sum M_{SF}$ een stabiele limietwaarde heeft bereikt, zie Figuur 3.2. Is de limietwaarde van $\sum M_{SF}$ kleiner dan $\gamma_{b,geo}$ of treedt er een te grote verticale verplaating aan de teen op, dan moet het ontwerp worden aangepast of moet (bij niet-kritische instabiliteit) een restprofiel worden geschematiseerd.



Figuur 3.2 Voorbeeld van de door PLAXIS in stap 6 berekende stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$ als functie van de berekende verplaatsing van de top van de stabiliteitswand

3.5 Modelleringsaspecten

3.5.1 Stijghoogteverloop

Het Technisch Rapport Waterspanningen in Dijken (TAW, 2004) en hoofdstuk 5 van het concept Technisch rapport Macrostabiliteit (Deltares, 2013e) geven uitgebreide aanwijzingen voor het schematiseren van een 2D-stijghoogteverloop onder dagelijkse omstandigheden (inclusief opbolling) en voor de aanpassing daarvan tijdens hoogwateromstandigheden. De SHM verwijst naar een gestandaardiseerde schematisering via de WBI-software (Deltares, 2017), die voor een groot deel op bovengenoemde aanwijzingen is gebaseerd. De aanwijzingen betreffen het schematiseren van:

- het freatisch vlak (inclusief de horizontale indringingslengte waar tijdens de hoogwaterduur aanpassing van stijghoogte plaatsvindt);
- het stijghoogteverloop in de onderliggende zandlaag of zandlagen;
- het begrenzende effect op de stijghoogte in de zandlaag door het bovenliggende gewicht (grenspotentiaal);
- de verticale indringing in cohesieve grond vanuit zandlagen tijdens de hoogwaterperiode;
- het (in eerste instantie ongedraineerde) effect van het extra gewicht van de verhoogde waterstand op de cohesieve lagen aan waterzijde.

De gegeven aanwijzingen zijn in principe zowel van toepassing voor glijvlakberekeningen als voor EEM-berekeningen. Bij toepassing van niet-doorlatende wanden moet rekening worden gehouden met



het effect daarvan op het stijghoogteverloop. De beschikbaarheid van meetdata is ten slotte essentieel om onnodig conservatieve schematiseringen te vermijden.

Naast bovengenoemde aanwijzingen bestaat er verder ook de mogelijkheid om stijghoogteverlopen (gedeeltelijk) af te leiden uit de resultaten van 2D- of 3D-EEM-grondwaterstromingsberekeningen, al dan niet gekoppeld met een vervormingsberekening (consolidatieberekening). 3D-berekeningen zijn nodig voor de gevallen waarin de geohydrologische omstandigheden een 2D-vereenvoudiging niet toestaan (POV Macrostabiliteit, 2017d).

Vooralsnog wordt niet aangeraden om een EEM-grondwaterstromingsberekening direct te koppelen aan een EEM-analyse van spanningen en vervormingen, omdat het vereiste conservatisme in de EEM grondwaterstromingsberekening niet eenvoudig kan worden gemodelleerd. De resultaten van EEM-grondwaterstromingsberekeningen zijn echter wel prima bruikbaar voor onderbouwing van de uiteindelijke handmatige schematisering van het stijghoogteverloop voor de spannings- en vervormingsberekening.

Er zijn zowel stationaire als tijdsafhankelijke EEM-grondwaterstromingsberekeningen mogelijk (POV Macrostabiliteit, 2017d).

- Stationaire berekeningen bieden meerwaarde ten opzichte van analytische formules ter bepaling van het stijghoogteverloop in de watervoerende zandlagen, na kalibratie op metingen. Wanneer in het achterland de grenspotentiaal wordt bereikt, moet de invloed daarvan wel in de berekening meegenomen kunnen worden. Dat laatste is met de *PLAXIS*-module PLAXFLOW overigens (nog) niet mogelijk.
- Stationaire en tijdsafhankelijke berekeningen bieden ook meerwaarde om het effect van een niet-doorlatende wand of van een drainagemaatregel te kunnen schatten.
- Met tijdsafhankelijke EEM-berekeningen kan het effect van indringing in de tijd worden voorspeld, ter aanscherping van de schematiseringregels en/of analytische formules. Daarbij moet de elastische berging van de cohesieve grond wel realistisch worden gekozen, zodat er in combinatie met de doorlatendheid een realistische consolidatiecoëfficiënt resulteert.
- Met de tijdsafhankelijke berekeningen kan via gevoeligheidsanalyses/scenario's ook worden afgetast wat de invloed is van verschillende (onzekere) dijksamenstellingen, van verschillende (onzekere) dagelijkse omstandigheden en van verschillende aannames voor de regenval tijdens de hoogwaterperiode. De resultaten kunnen leiden tot aanscherping van de uiteindelijke handmatige schematisering.
- Om in tijdsafhankelijke berekeningen aan waterzijde in de cohesieve lagen ook het (in eerste instantie ongedraineerde) effect mee te kunnen nemen van het extra gewicht door de waterstandsverhoging, is een tweezijdige koppeling nodig tussen grondwaterstromingsberekening en vervormingberekening. Binnen deze tijdsafhankelijke berekening moet dan ook de verandering van de buitenwaterstand worden meegenomen.

Figuur 3.3 toont een voorbeeld van een schematisering bij een dijk op cohesieve grond volgens TRW bij opdrijven en bij één watervoerende laag. Figuur 3.4 toont een mogelijke schematisering voor een zanddijk op cohesieve lagen met daaronder twee watervoerende lagen, zonder opdrijven. Merk op dat in het laatste geval is gekozen voor een (bij zanddijken meer realistisch) hydrostatisch verloop in de dijk. In het laatste geval wordt bovendien ook rekening gehouden met indringing aan zowel bovenzijde als onderzijde van de cohesieve laag tussen de watervoerende zandlagen.







Figuur 3.4

Mogelijke schematisering van de waterspanningen over de hoogte voor het geval van een zanddijk op cohesieve lagen, zonder opdrijven, maar met demping. PL1 is de freatische lijn. PL2 is het gemiddeld Hoogwater-niveau.
PL3 is het stijghoogteverloop in de diepe zandlaag. PL4 is hier het stijghoogteverloop in de bovenste water-voerende zandlaag. De dikte van de indringingslaag kan volgens het TRW worden berekend of geschat (1 m in benedenrivierengebied en 3 m daarbuiten). Aanvullend (maar niet getekend) moeten in de cohesieve lagen aan waterzijde ook de ongedraineerde wateroverspanningen worden geschematiseerd die worden veroorzaakt door het gewicht van een kortdurende hoogwaterbelasting



3.5.2 Opdrijven en opbarsten

Bij hoogwatercondities neemt de stijghoogte toe in de zandlaag die onder de deklaag aan landzijde ligt. Zodra op de grens met de deklaag de zogenaamde grenspotentiaal wordt bereikt (waterspanning gelijk aan grondspanning), gaat de deklaag opdrijven.

Het in rekening brengen van de invloed van opdrijven op het stijghoogteverloop in de watervoerende laag voor een glijvlakberekening wordt beschreven in bijlage b1.3.4 van de TRW. In tegenstelling tot in een glijvlakberekening vindt in de EEM-berekening nabij de teen spanningsspreiding plaats. De grenspotentiaal als functie van plaats wordt in een EEM-berekening daarom niet alleen beïnvloed door de deklaagdikte, maar ook door de spanningsspreiding. In combinatie met het aangenomen stijghoogteverloop kan dat leiden tot een meer polderwaarts gelegen startpunt voor de opdrijfzone dan het geval is bij glijvlakberekeningen. Het startpunt daarbij is het punt waar de grenspotentiaal landinwaarts voor het eerst wordt bereikt. In de opdrijfzone mag de stijghoogte in een EEM-berekening niet precies gelijk aan de grenspotentiaal worden gekozen. Dan ontstaan namelijk nulspanningen in de top van de zandlaag, waarbij sterkte en stijfheid ongedefinieerd zijn. Daarom moet er via het opgegeven stijghoogteverloop voor worden gezorgd dat er altijd nog enige korrelspanning resteert. De waarde van die korrelspanning in de opdrijfzone moet proberenderwijs worden beperkt tot de voor numerieke stabiliteit minimaal benodigde waarde (indicatief 1 kPa, lokaal bij uitzondering maximaal 2 kPa). Voor het vinden van een numeriek stabiele oplossing voor de minimaal benodigde waarde langs de opdrijfzone kan het nodig zijn om de stijghoogte-aanpassing van dagelijkse omstandigheden naar hoogwateromstandigheden gefaseerd aan te brengen.

Volgens het WBI moet bij het bereiken van de grenspotentiaal (vanaf een opbarstveiligheid kleiner dan 1,2) met een sterkte van nul voor de deklaag worden gerekend indien de dikte van de deklaag minder is dan 4 meter. In dat geval wordt 'uitknikken' van de deklaag verondersteld, met opbarsten als gevolg. Een praktische manier om in de deklaag een sterkte gelijk aan nul te modelleren is om het SHANSEP NGI-ADP-model te gebruiken met een sterkte die voor het passieve deel tot nul nadert. De toepasbaarheid daarvan beperkt zich uiteraard tot de rekenfasen waarin de ongedraineerde sterkte moet worden toegepast.

In gevallen met een slappe deklaag die opdrijft of opbarst, zijn er situaties denkbaar waarbij de schuifsterkte in de deklaag niet wordt overschreden en er dus geen globale instabiliteit optreedt, maar waarin er door een afschuivend talud wel zoveel elastische vervorming in de deklaag optreedt dat het talud toch als bezweken moet worden beschouwd. Op dit moment zijn er nog geen goede handvatten voor het beoordelen van dit mechanisme. Deze kennisleemte speelt ook bij zogenaamde 'groene dijken'. Geadviseerd wordt om de meest recente ontwikkeling op dit punt te volgen en om recente kennis waar nodig in rekening te brengen binnen het ontwerp.

3.5.3 Scenario-analyse

Voor het in rekening brengen van de onzekerheden in laagligging, waterspanningen, restprofiel en effectiviteit van verbetermaatregelen moeten verschillende scenario's worden doorgerekend. Voor constructies met een teen en/of anker in de pleistocene zandlaag is het hierbij belangrijk om ook de onzekerheid in de ligging van de bovenkant van de zandlaag mee te nemen, vooral wanneer de afstand tussen de sonderingen groter is dan aanbevolen in de PPL en de PPV.

Op de scenario's moeten in het geval van constructieve versterking aparte schematiseringsfactoren voor verschillende controles (geotechnisch bezwijken, constructief bezwijken, bezwijken van het ankersysteem) worden gebaseerd. Deze moeten worden bepaald volgens de systematiek die is beschreven in het

TRGS, gebruik makend van een geactualiseerde en gevalideerde POVM-spreadsheet¹². Door middel van aparte schematiseringsfactoren voor verschillende controles wordt daarbij rekening gehouden met de mogelijkheid dat de veiligheid voor deze verschillende bezwijkgevallen niet bij elk scenario evenveel verandert ten opzicht van het basisscenario. De toegepaste constructie moet in alle scenario's gelijk zijn en de stabiliteit moet in alle rekenstappen bewaard blijven. Bij het bepalen van de schematiseringsfactoren voor andere controles dan stabiliteit moet in plaats van de stabiliteitsfactor de verhouding worden gebruikt tussen de berekende maatgevende waarde voor het scenario zelf en de berekende maatgevende waarde voor de basisschematisering. Zie verder ook § 2.3 en § 3.5.6.

3.5.4 Anker bij stabiliteitswanden

In § 3.5.5 wordt beschreven welke modellering van de puntweerstand nodig is voor de bepaling van de maatgevende ankerkracht in stap 5. De ontwerpcontrole op de uittrekkracht van een ankerlichaam moet vervolgens worden uitgevoerd volgens de PPL. Het anker kan naar keuze worden gemodelleerd als een fixed-end-anker (geen verplaatsing van het ankerlichaam mogelijk) of als een node-to-node-anker in combinatie met een embedded beam. De laatste oplossing is nodig wanneer inklinking optreedt in een eventuele slappe laag onder de zandlaag waarin het ankerlichaam is aangebracht. Het ankerlichaam moet in dat geval met de zandlaag kunnen meebewegen. Bij modellering als node-to-node-anker moet de stijfheid zo hoog worden gekozen dat de verplaatsing van het anker vanaf installatie nooit meer dan 0,01 m is.

3.5.5 Puntweerstand bij stabiliteitswanden

Een bovengrens voor de ankerkracht en de normaalkracht wordt gevonden door een bovengrens voor de puntweerstand en uittrekkracht te veronderstellen en een stijve oplegging tot aan het bereiken van laatstgenoemde bovengrenswaarden. Op grond van de uitgevoerde consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) mag bij de controle op momenten eveneens worden volstaan met een hoge waarde voor de puntstijfheid en het puntdraagvermogen.

De hoge puntweerstand moet worden aangebracht vanaf stap 2. Wanneer in plaats van een vaste oplegging wordt gekozen voor een verende oplegging aan de punt, moet de stijfheid zo hoog worden gekozen dat de verplaatsing van de punt vanaf installatie nooit meer dan 0,01 m is. Een verende oplegging kan in *PLAXIS* worden gemodelleerd met een fixed-end-anker.

Bij stap 4b (vervormingen) en bij stap 6 (geotechnische stabiliteit) moeten de maatgevende verplaatsingen en stabiliteit echter worden bepaald door de hoge puntweerstand in die fase te verwijderen. In stap 6 wordt dan impliciet ook het verticaal evenwicht getoetst.

¹² Voor het bepalen van de schematiseringsfactoren voor stabiliteit, moment en ankerkracht moet de spreadsheet worden toegepast die daarvoor binnen de POVM is ontwikkeld en gevalideerd (https://github.com/povm-ppe/povm-ppe/blob/master/Tools/Rekenblokje%20Schematiseringsfactor%20v0.40.xlsm). Deze spreadsheet maakt gebruik van de WBI-relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor.





Figuur 3.5 Opties voor het modelleren van een hoge waarde voor de puntweerstand onder een wand en voor een beperkte beweegbaarheid van het ankerlichaam (nodig voor het vinden van de maatgevende ankerkrachten en normaalkrachten). Van links naar rechts: (1) verende oplegging met hoge stijfheid en hoge sterkte, en (2) verbinding met de omringende grond (in geval van het ankerlichaam)

3.5.6 Restprofiel bij stabiliteitswanden

Bij het ontwerpen van een langsconstructie in de kruin of in het binnentalud zal het originele talud achter de wand in de berekening kunnen afschuiven. Voor de stabiliteitscontrole en de bepaling van krachten en momenten moet dan met een restprofiel worden gerekend.





Voor de schematisering van het restprofiel zijn vooralsnog alleen de OSWP-aanwijzingen toepasbaar. Deze aanwijzingen stellen dat de hoogte van het talud achter de wand moet worden gereduceerd tot 1/3 van de oorspronkelijke hoogte, zonder aanpassing van de grondsterkte.



Figuur 3.7 Modellering PLAXIS: restprofiel met zakking over 2/3*H

Deze eenvoudige aanpak is beperkt gevalideerd (RHDHV, 2012). Een recente POVM-studie (POV Macrostabiliteit, 2017e) op basis van gedraineerde sterkte suggereert dat de aanpak voor het in de studie beschouwde geval alleen voldoende veilig is wanneer in de verstoorde zone nog wel op de critical state-sterkte mag worden gerekend. De aanpak is volgens de studie niet meer voldoende veilig indien de grondsterkte in de verstoorde zone (de 'reststerkte') significant lager uitvalt dan de critical state-sterkte. Gebruik van ongedraineerde sterkte leidt mogelijk ook tot een onvoldoende veilige schematisering wanneer in de verstoorde zone nog de oorspronkelijke grensspanning wordt aangenomen. Bij het ontbreken van inzicht in de werkelijke reststerkte kan in de voorliggende documentversie nog geen definitieve aangepaste aanpak worden voorgeschreven. Maar om zeker te zijn van voldoende conservatisme, dient men in de verstoorde zone onder het restprofiel te kiezen voor een lagere sterkte dan in niet-verstoorde grond (indicatief 70% van de critical state-sterkte). De verstoorde zone moet daarbij worden geïnterpreteerd als de zone waarbinnen een afschuiving plaatsvind in de initiële berekening met de oorspronkelijke profielligging. Verder dient de onzekerheid in het conservatieve karakter van de restprofielschematisering vooralsnog ook op pragmatische wijze te worden gemodelleerd via de schematiseringsfactor, door het onderscheiden van een scenario met een horizontaal restprofiel vanaf de teen tot de damwand, met een scenariokans van 10%, zie § 3.5.3.

Het is denkbaar dat het originele talud nog wel stabiel blijft bij de vervormingscontrole. In dat geval mag de aanpassing tot het restprofiel plaatsvinden aan de start van stap 5. Bij de vervormingscontrole hoeft dan niet met een restprofiel te worden gerekend. Indien het originele talud bij een vervormingscontrole echter niet stabiel is moet de aanpassing tot het restprofiel al plaatsvinden aan de start van stap 4.

3.5.7 Randeffecten

Aan de verticale randen is geen horizontale beweging meer mogelijk. Deze randvoorwaarde mag de rekenresultaten niet beïnvloeden. Ook de verplaatsingbeperking aan onderzijde van het elementennet mag geen invloed hebben. De randen in de eindige-elementenanalyse moeten daarvoor verder weg liggen dan bij een klassieke glijcirkelberekening. Zeker bij een damwandberekening, die zorgt voor beïnvloeding van een groter gebied. Daarom moet worden gecontroleerd of een verplaatsing van de randen naar buiten en naar onderen geen effect heeft op de resultaten. Verder moet bij de verticale randen ook worden gecontroleerd of er in horizontale richting geen gradiënt in de horizontale spanningen optreedt.

3.5.8 Verplichte vergelijking met glijvlakberekeningen

Een vergelijking met glijvlakberekeningen voor de groenedijksituatie is verplicht. Daarbij moet worden aangetoond dat de glijvlakligging overeenkomstig is en dat de verschillen in stabiliteitsfactor ($\sum M_{SF}$) beperkt blijven tot maximaal 6%. Beperkte verschillen zijn altijd te verwachten, gezien de diverse verschillen tussen de methoden. Significante verschillen duiden doorgaans op afwijkende/onjuiste schematiseringen (van bijvoorbeeld opdrijfcondities) of op nog te verhelpen numerieke onnauwkeurigheden in de eindige-elementenanalyse (zie § 3.6). De vergelijking moet worden uitgevoerd bij WBN. De onversterkte dijk kan bij de karakteristieke grondsterkte niet stabiel zijn. De EEM-berekening vindt dan geen oplossing meer. In die gevallen mag de stabiliteitsfactor worden bepaald door gebruik te maken van een opschaalfactor op de karakteristieke grondsterkte. Wanneer echter een opschaalfactor hoger dan 1,3 nodig is, moet de vergelijkende berekening in plaats daarvan worden uitgevoerd voor een dijk die wordt versterkt door een berm en/of een taludverflauwing.

Zie § 5.5.4 voor het toe te passen rekenschema bij een groene dijk. Dit schema is uiteraard eenvoudiger dan het rekenschema in § 3.4, voor een constructief versterkte dijk.



3.6 Numerieke aspecten

3.6.1 Rekentolerantie

De tolerated error bepaalt tijdens de evenwichtsiteratie de maximaal toelaatbare verhouding tussen de (op knoopkrachten gebaseerde) onbalans aan het eind en aan het begin van een belastingstap of tijdstap. Deze iteratie is nodig vanwege het niet-lineaire verband tussen verplaatsing en spanning of rek. In *PLAXIS* is de maximaal toelaatbare waarde standaard op 1% gesteld.

Soms ontstaan convergentieproblemen waardoor de vereiste nauwkeurigheid niet wordt bereikt. Mogelijke oorzaken daarvoor kunnen invoerfouten zijn of mechanische gevoeligheden, zoals een te lage horizontale gronddrukcoëfficiënt (K_0), of lokale instabiliteit. Invoerfouten zijn niet te accepteren. Bij andere oorzaken kan het nodig zijn om een grotere rekentolerantie aan te houden om toch door te kunnen rekenen. Dit moet dan wel worden gerapporteerd.

3.6.2 Verplichte controle op rekennauwkeurigheid in 2D en 3D

Op voorhand moet het elementennet (de mesh) lokaal worden verfijnd op locaties waar tijdens de berekening grote ruimtelijke gradiënten (veranderingen) in spanningen en/of vervormingen zijn te verwachten. Grote gradiënten zijn bij voorbeeld te verwachten ter plaatse van de locatie van het glijvlak en langs constructieve elementen. In een 3D-analyse geldt dat laatste ook in dijkrichting, bij openingen tussen constructiedelen. Bij de controle op de rekennauwkeurigheid moet vervolgens worden aangetoond dat een nog fijner elementennet geen significante invloed heeft op de voor het ontwerp te gebruiken uitkomsten en dat deze conclusie ook geldt wanneer een scherper nauwkeurigheidscriterium wordt gekozen voor de iteraties (tolerated error gelijk aan 0,005).

In het geval van 2D-berekeningen past *PLAXIS* voor de grondelementen standaard 15-knoops driehoeken toe, met vijf knopen per zijde. Als alternatief kan worden gekozen voor 6 knoops driehoeken, met 3 knopen per zijde. In het geval van 3D-berekeningen biedt *PLAXIS* voor de grondelementen uitsluitend 10-knoops viervlakken (tetrahedrons), met 3 knopen per ribbe. Bij toepassing van 3 knopen per zijde/ribbe is de verplaatsinginterpolatie kwadratisch. Bij toepassing van 5 knopen per zijde/ribbe is de verplaatsinginterpolatie 2 ordes hoger. Bij deze hogere interpolatie-orde kunnen grote vervormingsgradienten over een bepaalde afstand met minder elementen worden beschreven. Omgekeerd zullen over deze afstand meer elementen nodig zijn bij toepassing van lager geïnterpoleerde elementen, zoals in *PLAXIS 3D*.

3.6.3 Arc-length-controle

Door middel van zogenaamde Arc-length-controle past *PLAXIS* de grootte en het teken van belastingincrementen automatisch aan op de niet-lineaire respons van de grond. Bij sterktereductieberekeningen is het essentieel dat deze procedure wordt toegepast. Gebruik van deze methode voorkomt verder ook convergentieproblemen wanneer het grondlichaam tijdens belasten nabij bezwijken is, zoals bijvoorbeeld in opdrijfsituaties. Het gebruik van deze optie kan incidenteel echter ook tot spontaan ontlasten leiden op momenten dat het grondlichaam nog ver van bezwijken is. In die gevallen kan de Arc-length-controle worden uitgezet, om te forceren dat de belasting blijft toenemen.

3.6.4 Maximum unloading steps

De 'Maximum unloading steps'-invoerwaarde geeft het aantal ontlaststappen aan dat *PLAXIS* toestaat alvorens vast te stellen dat instabiliteit optreedt. De defaultwaarde is 5. In sommige gevallen kan er echter ook tijdelijk ontlasten optreden, waarna nieuw evenwicht wordt gevonden en pas dan het uiteindelijke bezwijkmechanisme wordt bereikt. Dit gebeurt bijvoorbeeld bij opdrijven, maar ook bij het overschakelen naar het SHANSEP NGI-ADP-model. In dergelijke gevallen kan de waarde worden opgehoogd om een lokaal minimum te overkomen zonder dat *PLAXIS* stopt met de melding dat de situatie is bezweken.

3.7 Samenvattende tabellen en diagrammen

Figuur 3.8 visualiseert het in § 3.4 beschreven Rekenschema B voor een verankerde stabilititeitswand als een stroomdiagram. Figuur 3.9 toont een stroomdiagram van het in § 3.4 beschreven Rekenschema A voor een verankerde stabiliteitswand. Tabel 3.1 en Tabel 3.2 geven een overzicht van de binnen de rekenstappen toe te passen partiële factoren en grondstijfheidsparameters. Zie verder § 5.5.4 voor een visualisatie van het diagram voor analyse van een groene dijk. Zie ten slotte de voorbeelden in de volgende hoofdstukken voor de aangepaste rekenstappen en daarbinnen te modelleren aspecten, zoals toe te passen voor soilmix-blokken, vernageling en de *JLD-Dijkstabilisator*.

Tabel 3.1Toe te passen partiële factoren in de verschillende rekenstappen. De vervormingtoets vindt plaats in stap 4b. De
constructieve toets vindt plaats in stap 5. De stabiliteitstoets vindt plaats in stap 6

Reken- stappen	Partiële factoren op karakteri Rekenschema A	stieke grondsterkte Rekenschema B	Partiële factoren op rekenresultaat
1 t/m 4a	Schadefactor $\gamma_{n'}$ Modelfactor $\gamma_{d;EEM}$		1,30
4b	Schadefactor $\gamma_{n'}$ Modelfactor $\gamma_{d;EEM}$	-	γ _{d;vervorming} = 1,3 (icm Rekenschema B)
5	Schadefactor $\gamma_{n'}$ Modelfactor $\gamma_{d;EEM}$	Schadefactor $\gamma_{n'}$ Modelfactor $\gamma_{d;EEM}$	Schematiseringsfactor $\gamma_{b,str}$ Belastingeffect-factoren γ_{add}
6	Schadefactor $\gamma_{n'}$ Modelfactor $\gamma_{d;EEM}$ Schematiseringsfactor $\gamma_{b,geo}$	Schadefactor $\gamma_{n'}$ Modelfactor $\gamma_{d;EEM}$ Schematiseringsfactor $\gamma_{b,geo}$	-

Tabel 3.2Toe te passen lage of hoge waarden voor stijfheidsparameters. De lage en hoge waarde worden gevonden door
de verwachtingswaarde van de stijfheid te delen door – of te vermenigvuldigen met – 1,5

	Aan te houden stijfheid grond Verankerde constructie	Onverankerde constructie
Vervormingstoets (Fase 1 t/m 4):		
Alle grondlagen	Lage stijfheid	Lage stijfheid
Constructieve toets (Fase 1 t/m 5):		
Grondlagen waar inklemming wordt bereikt	Lage stijfheid	Hoge stijfheid
Overige grondlagen	Lage stijfheid	Lage stijfheid





Figuur 3.8 Samengevat Rekenschema B (controle stabiliteit, krachten/momenten en vervormingen) voor verankerde stabiliteitswand



Figuur 3.9 Samengevat Rekenschema A (controle stabiliteit en krachten/momenten) in combinatie met Rekenschema B (controle vervormingen) voor verankerde stabiliteitswand



4 Ontwerpuitgangspunten rekenvoorbeelden

4.1 Inleiding

De in hoofdstuk 5 tot en met 11 gepresenteerde ontwerpvoorbeelden zijn alle gebaseerd op dezelfde case en uitgangspunten. Tot deze uitgangspunten behoren de eisen, de randvoorwaarden en de lo-catiegebonden gegevens. Het ontwerpen op basis van deze uitgangspunten zal per techniek worden geïllustreerd in de volgende hoofdstukken. Omdat de technieken 'dijkvernageling' en 'JLD-Dijkstabilsator' alleen toepasbaar zijn bij gevallen waarin het veiligheidstekort beperkter is dan bij andere technieken, worden voor deze twee technieken afwijkende uitgangspunten gehanteerd voor de laagligging en het waterspanningsverloop.

4.2 Case Bergambacht

Zowel de ontwerpberekeningen als de vergelijkende berekeningen zijn gebaseerd op de locatie van de oude Lekdijk nabij Bergambacht, waar in 2001 een afschuifproef is uitgevoerd (GeoDelft, 2002). Deze proef is in 2010 nader geanalyseerd, ter validatie van ongedraineerd rekenen (Deltares, 2010) (Witteveen en Bos, 2010). Van deze case zijn uitgebreide metingen en uitgebreid lokaal grondonderzoek beschikbaar. De case werd daarom op voorhand geschikt geacht voor zowel het hoofddoel (voorbeelden opstellen van ontwerpberekeningen voor verschillende versterkingstechnieken) als voor de nevendoelen (vergelijken van het ontwerp met die volgens de oude richtlijn voor stabiliteitswanden en narekenen van de tijdens de afschuifproef geconstateerde stabiliteit en verplaatsingen). Bij de uitwerking bleken bij die geschiktheid overigens wel kanttekeningen te plaatsen bij de representativiteit voor het ontwerp van een compleet dijkvak.

4.3 Planperiode

In overeenstemming met de aanwijzingen in de technische POVM-richtlijnen is voor de constructieve elementen een planperiode van 100 jaar gekozen.

4.4 Geometrisch profiel

Het aangenomen ontwerpprofiel bij oplevering en na 100 jaar is getekend in Figuur 4.1. Zie Bijlage E voor een beschrijving van het profiel ten tijde van de bezwijkproef. Voor het profiel na 100 jaar geldt een minimaal benodigde kruinhoogte van NAP+ 5m. In het profiel bij oplevering is rekening gehouden met een bodemdaling in het achterland van 0,35 m en een kruindaling van maximaal 0,5 m, waarbij is aangenomen dat het polderpeil in dezelfde mate zal worden verlaagd als de bodem daalt.



Figuur 4.1 Ontwerpprofiel bij oplevering en na 100 jaar

In Tabel 4.1 zijn de geometrische uitgangspunten in tabelvorm samengevat.

Eigenschap	Ontwerpprofiel bij oplevering	Ontwerpprofiel na 100 jaar
Maaiveld buitenzijde	0,35 m+NAP	0,0 m+NAP
Helling buitentalud	1:2,4	1:2,5
Kruinhoogte	5,5 m+NAP	5,0 m+NAP
Kruinbreedte	9,0 m	9,0 m
Helling binnentalud	1:2,4	1:2,5
Maaiveld binnenzijde	0,35 m+NAP	0,0 m+NAP

Tabel 4.1Geometrische uitgangspunten

4.5 Bodemopbouw voor stabiliteitswand

Figuur 4.2 geeft de ligging weer van de dijk bij Bergambacht in bovenaanzicht. De donkerblauwe punten tonen de locaties van de sonderingen die voorafgaand aan de bezwijkproef in 2001 zijn uitgevoerd. De rode punten geven de ligging aan van de in 2008 uitgevoerde sonderingen en boringen. Ten opzichte van een reguliere ontwerpsituatie is binnen de twee beschikbare raaien van de beschouwde dwarsdoorsnede dus veel meer informatie beschikbaar. Anderzijds moeten in een realistische ontwerpsituatie vaak veel meer raaien in langsrichting worden beschouwd om voor het beschouwde vak tot representatieve keuzes te komen voor geometrie, dijkopbouw, bodemopbouw, grondeigenschappen en hydraulische belastingen. Het voorbeeld is in die zin dus niet representatief voor de praktijksituatie.

De groene rechthoek in Figuur 4.2 toont indicatief de ligging van het afgeschoven deel van de dijk. De dwarsdoorsnede voor de voorbeeldberekening is op deze locatie gekozen en staat aangegeven met de oranje lijn. De raai sonderingen 3 t/m 9 is gebruikt voor de bepaling van de bodemopbouw in de dwarsdoorsnede.

Een in 2000 van deze raai gemaakt geotechnisch dwarsprofiel is weergegeven in Figuur 4.3. De dijk bestaat uit antropogene klei. Onder en naast de dijk is voornamelijk veen en lichte Gorkum-klei (humeus) aangetroffen, tot ca. NAP- 9 à -10 m. Daaronder ligt zware Gorkum-klei en een dunne laag basisveen. Vanaf ca. NAP- 12 à -13 m begint de pleistocene zandlaag. Uit de sonderingen is er bovenaan geen losgepakte zandlaag aangetroffen. Daarom kan worden volstaan met één pleistocene laag.

Figuur 4.4 laat de bodemopbouw van de voorbeeldberekening zien. Ten opzichte van het geotechnisch dwarsprofiel zijn enkele aanpassingen doorgevoerd. De humeuze kleilaag van NAP- 5,2 m tot NAP- 9,1 m uit sondering 7 is doorgetrokken in de andere sondering. Niet alleen is dat geologisch gezien logischer, het sluit ook beter aan bij de gemeten wrijvingsgetallen. De dijk is volledig als klei gemodelleerd, dus geen zand in de kruin en geen zandlensjes in de kern. Tot slot is, om de uitwerking in dit voorbeeld niet te complex te maken, de bodemopbouw aan de linker- en rechtermodelrand vereenvoudigd door geen zandgeulen weer te geven. Deze geulen liggen ook buiten het invloedsgebied van het maatgevende glijvlak voor stabiliteit binnenwaarts, waar deze voorbeeldberekening voor is opgezet.















Grondsoort	CPT3 [X=0]	CPT4 [X=5]	CPT5 [X=13]	CPT6 [X=20]	CPT7 [X=34]
OB Dijksmateriaal	mv	mv	mv	mv	mv
4 Hollandveen	-5,7	-5,9	-5,1	-3,7	-0,5
15 Klei van Gorkum licht (humeus)	-8,0	-8,6	-7,8	-6,9	-5,2
17 Klei van Gorkum zwaar	-9,8	-10,3	-9,9	-9,6	-9,1
9 Basisveen	-11,7	-12,4	-12,1	-11,8	-12,0
32 Pleistoceen zand	-12,2	-12,9	-12,7	-12,4	-12,5

In onderstaande tabellen is de bodemopbouw per sondering opgenomen.

 Tabel 4.2
 Bodemopbouw sondering CPT 3 t/m CPT 7 (niveaus bovenkant laag in m+NAP)

Tabel 4.3Bodemopbouw sondering CPT 8 en 9 (niveaus bovenkant laag in m+NAP)

Grondsoort	CPT8 [X=50]	CPT9 [X=78]
12 Klei van Tiel	mv	mv
15 Klei van Gorkum licht (humeus)	-0,5	-0,5
4 Hollandveen	-4,1	-4,0
16 Klei van Gorkum	-6,5	
15 Klei van Gorkum licht (humeus)	-8,4	-8,6
17 Klei van Gorkum zwaar	-9,2	-9,6
18 Zand siltig	-10,2	-10,5
9 Basisveen	-12,4	-12,4
32 Pleistoceen zand	-12,9	-13,0

4.6 Aangepaste bodemopbouw voor vernagelingstechnieken en onverankerde damwand

De maatgevende glijvlakken in de case Bergambacht zijn relatief groot (groot aandrijvend moment met maatgevend glijvlak gerelateerd aan opdrijven). Het veiligheidstekort ook. Vernagelingstechnieken zijn dan minder geschikt, omdat elk afzonderlijk constructief element slechts een beperkte bijdrage levert aan het weerstandbiedend moment. Wegens te grote vervormingen is de onverankerde damwand dan ook niet geschikt. Om toch een vernagelingsontwerp te kunnen presenteren met een beperkt aantal constructieve elementen, is een aangepaste bodemopbouw gehanteerd.

De aangepaste bodemopbouw is weergegeven in Figuur 4.5. Vergeleken met de werkelijke bodemopbouw, is de pleistocene zandlaag nu gemodelleerd vanaf de onderzijde van de laag Hollandveen. Daarnaast is CPT9 komen te vervallen; deze ligt in het verre achterland en zal voor de ondiepere glijvlakken niet meer van invloed zijn.



Figuur 4.5 Aangepaste bodemschematisering voor Dijkvernageling en JLD-Dijkstabilisator

4.7 Grondparameters en grensspanningsveld

4.7.1 Inleiding

De volgende subparagrafen bevatten samenvattingen van de voor de ontwerpberekeningen toegepaste grondparameters en het daarbij toegepaste grensspanningsveld voor de grondmodellen zoals voorgeschreven in hoofdstuk 3. Bijlage D beschrijft de achterliggende bepaling. Deze bepaling is overigens gebaseerd op relatief gedetailleerde ondergrondgegevens voor slechts één lokale dwarsdoorsnede. In de praktijk moeten de gegevens voor een heel dijktraject worden beschouwd, waarbij per doorsnede minder detail beschikbaar zal zijn.

4.7.2 **Volumiek gewicht**

Grondsoort	γ _{unsat} [kN/m ³]	γ _{sat} [kN/m³]
Dijksmateriaal	18,45	18,45
Klei van Tiel	14,23	14,23
Hollandveen	10,35	10,35
Klei van Gorkum licht (humeus)	11,86	11,86
Klei van Gorkum	13,88	13,88
Klei van Gorkum zwaar	15,44	15,44
Basisveen	10,86	10,86
Zand siltig	19,00	19,00
Pleistoceen zand	18,00	20,00

Tabel 4.4 Volumieke gewichten (verwachtingswaarden) van verzadigde (γ_{sat}) en van onverzadigde grond (γ_{unsat})

4.7.3 Soft Soil Creep

Tijdens de inleidende rekenfasen wordt voor klei en veen nog niet het SHANSEP NGI-ADP-model toegepast, maar het Soft Soil Creep (SSC)-model. In deze fasen moet in PLAXIS namelijk nog aanpassing van effectieve spanning kunnen plaatsvinden zonder dat daarbij in het constitutief model al ongedraineerd gedrag wordt meegenomen.

Conform hoofdstuk 3 worden lage karakteristieke waarden voor sterkte en stijfheid toegepast. Voor de lage karakteristieke stijfheid betekent dit hoge waarden voor λ^* (maagdelijke compressie), κ^* (ontlasten/herbelasten) en μ^* (kruip). De K_0^{NC} (de verhouding tussen verandering van horizontale en verticale effectieve spanning bij maagdelijk belasten) is bepaald middels laboratoriumproeven, zie Bijlage A.5. Daarbij is geborgd dat ook voor karakteristieke waarden geldt:

$$K_0^{NC} > K_{actief} = \left(1 - \sin \varphi_{kar}'\right) / \left(1 + \sin \varphi_{kar}'\right)$$

Volgens de critical state-theorie is de cohesie *c* gelijk aan 0. Deze keuze leidt tijdens de inleidende rekenfasen echter tot oppervlakkige (ondiepe) instabiliteit in de *PLAXIS*-berekening, waarna niet kan worden doorgerekend. Om deze reden is voor de cohesie in het dijkmateriaal boven de grondwaterstand een waarde van 2 kN/m² toegepast. Volgens Bijlage C.11 is dit het maximum dat in de toplaag mag worden toegepast. Voor alle andere cohesieve lagen is 1 kN/m² gekozen. Voor het zand is 0,1 kPa toegepast. Deze pragmatische keuzes zijn uitsluitend bedoeld om de stabiliteit van de *PLAXIS*-berekening tijdens de inleidende rekenfasen te bevorderen, zonder de uiteindelijke controleberekeningen significant te beïnvloeden. De ingevoerde cohesie-waarde voor cohesieve grond onder de grondwaterstand heeft namelijk geen invloed op de grondsterkte in de constructieve en geotechnische toetsfase, omdat dan wordt overgestapt op het SHANSEP NGI-ADP-model. In dat model wordt niet meer van de voorgenoemde invoerwaarde gebruikgemaakt. Het gebruik van een cohesie-waarde voor de toplaag is vergelijkbaar met het niet toestaan van ondiepe afschuifvlakken in glijvlakberekeningen, zoals te doen gebruikelijk. De stabiliteit van de bekleding tijdens de inleidende rekenfasen moet bij deze keuzes uiteraard wel afzonderlijk worden gecontroleerd.

Grondsoort	λ* _{kar} [-]	к* _{kar} [-]	μ* _{kar} [-]	<i>c'_{kar}</i> [kN/m²]	φ' <i>kar</i> [°]	К _{0.nc} [-]
Dijksmateriaal	0,0654	0,0077	0,0039	2,0	27,2	0,40
Klei van Tiel	0,1270	0,0204	0,0094	1,0	18,9	0,60
Hollandveen	0,2467	0,0307	0,0208	1,0	29,8	0,34
Klei van Gorkum licht (humeus)	0,1783	0,0378	0,0261	1,0	31,2	0,40
Klei van Gorkum	0,2176	0,0216	0,0107	1,0	35,6	0,30
Klei van Gorkum zwaar	0,1065	0,0053	0,0045	1,0	28,1	0,40
Basisveen	Gelijk aan	Hollandvee	en			

Tabel 4.5 Sterkte en stijfheidsparameters SSC-model (lage karakteristieke waarden)

4.7.4 SHANSEP NGI-ADP

Conform de SHM en hoofdstuk 3 wordt na het aanbrengen van hoogwateromstandigheden (WBN) voor klei en veen overgestapt op het SHANSEP NGI-ADP-model, om daarmee ongedraineerd gedrag te beschrijven. Zoals al in hoofdstuk 3 aangeduid, wijkt *PLAXIS* af van de oorspronkelijke SHANSEP-definitie, door de ongedraineerde sterkte en overconsolidatiegraad *OCR* voor het SHANSEP NGI-ADP-model niet te baseren op de effectieve verticale spanning, maar op de grootste effectieve hoofspanning σ'_1 .

Conform de SHM wordt de SHANSEP-parameter S (de verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte en effectieve verticale spanning bij maagdelijk belasten) gelijk gekozen voor actief, neutraal en passief



afschuiven. Daarbij schrijft de SHM voor dat deze waarde wel moet zijn bepaald in de critical state, dus bij grote schuifrek, na het bereiken van constant volume. De SHANSEP-parameter S (SHM-aanduiding) wordt in Tabel 4.6 overigens aangeduid met α , in overeenstemming met de door *PLAXIS* gebruikte aanduiding.

Voor het SHANSEP NGI-ADP-model zijn alleen lage karakteristieke waarden voor de sterkte en stijfheid toegepast. Dit op basis van ervaringen uit een POVM-consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a). Een lage karakteristieke stijfheid betekent een lage karakteristieke waarde van G/S_u (de verhouding tussen glijdingsmodulus en ongedraineerde sterkte) en een hoge waarde voor de eveneens in te voeren schuifrek waarbij de maximale schuifsterkte wordt bereikt. Bij deze schuifrek maakt het SHANSEP NGI-ADP-model onderscheid tussen triaxiaalcompressie (γ_{fC}), Direct Simple Shear (γ_{fDSS}) en triaxiaalextensie (γ_{fE}). Oftewel een onderscheid tussen respectievelijk actief, neutraal en passief afschuiven.

Grondsoort	α [-]	<i>m</i> [-]	<i>G/S_{u.A}</i> [-]	γ _{f.C} [%]	<i>Ŷ_{f.DSS}</i> [°]	Ϋ <i>f.E</i> [-]
Dijksmateriaal	0,25	0,76	193	10,08	12,60	15,12
Klei van Tiel	0,18	0,76	26	9,74	12,17	14,60
Hollandveen	0,29	0,76	24	12,07	14,49	16,90
Klei van Gorkum licht (humeus)	0,25	0,76	26	9,66	12,07	14,49
Klei van Gorkum	0,20	0,76	51	6,16	11,09	16,02
Klei van Gorkum zwaar	0,23	0,76	108	4,93	9,86	14,78
Basisveen	Gelijk aan Hollandveen					

 Tabel 4.6
 Sterkte- en stijfheidsparameters SHANSEP NGI-ADP-model (lage karakteristieke waarden)

4.7.5 Hardening Soil

Conform hoofdstuk 3 wordt voor de zandlagen het Hardening Soil-model toegepast. Uit een consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) blijkt dat lage karakteristieke waarden voor een verankerde wand bij alle uit te voeren toetsen een voldoende conservatieve benadering geven. Bij onverankerde wanden zou voor het maatgevend moment echter ook een hoge sterkte en stijfheid moeten worden beschouwd.

Tabal 17	Ctarleta an still	addem argumentare	Llardonina Cail	(alloop lage	- kanaktanisti aka u	acridan actoond
100914.7	SIPIKIP- PH SHIII	ielasparameters i	$\neg araenina soli$	laneen laae	γκατακτετιςτιέκε ν	aaraen aeroona.
				(0		

Grondsoort	<i>E_{50.ref}</i> [MN/m²]	<i>Е_{50.ref}</i> [MN/m²]	<i>E_{50.ref}</i> [MN/m²]	m [%]	c' _{kar} [kN/m²]	φ' _{kar} [kN/m²]	К_{0.nc} [-]
Zand siltig	10	10	30	0,5	0,1	30,0	0,500
Pleistoceen zand	35	35	100	0,5	0,1	32,5	0,463

4.7.6 Grensspanningsveld

Het toegepaste ruimtelijk verloop van de karakteristieke waarden van de *POP* onder dagelijkse omstandigheden is weergegeven in onderstaande tabellen en gevisualiseerd in Figuur 4.6. Bijlage D.8 beschrijft de toegepaste bepalingsmethode. Daarin is gebruikgemaakt van correlaties tussen de ongedraineerde sterkte en de sondeerweerstand. Onder het talud en nabij de teen is er daarbij ter vereenvoudiging geen onderscheid gemaakt tussen de *POP*-waarde voor een glijvlakberekening en de (lagere) *POP*-waarde voor een *PLAXIS*-berekening, zie Bijlage C.10.

Sondering 3, kruin			Sondering 4, talud			
Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]	Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]	
Dijksmateriaal, zandig	5,19	n.v.t.	Dijksmateriaal, zandig	4,92	n.v.t.	
	3,4	n.v.t.		3,6	n.v.t.	
Dijksmateriaal, klei	3,4	30	Dijksmateriaal, klei	3,6	30,0	
	-5,7	30		-5,9	30,0	
Hollandveen	-5,7	8,0	Hollandveen	-5,9	11,0	
	-9,8	8,0		-10,3	11,0	
Klei siltig	-9,8	17,5 ^a	Klei siltig	-10,3	5,8	
	-10,5	17,5 ^a		-12,4	25,0	
Klei siltig	-10,5	17,5	Basisveen	-12,4	20,0	
	-11,9	17,5		-12,9	20,0	
Basisveen	-11,9	8,0				
	-12,2	8,0				

Tabel 4.8Schematisering POP op basis van sondering 3 en 4

a = de dunne laag 'klei siltig' met extreme hoge POP is in de schematisering samengenomen met de daaronder gelegen laag 'klei siltig'

Tabel 4.9Schematisering POP op basis van sondering 5 en 6

Sondering 5, teen			Sondering 6, achterland			
Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]	Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]	
Dijksmateriaal	3,03	30	Dijksmateriaal	0,13	30,0	
	-2	30		-3,7	22,9	
Dijksmateriaal	-2	22,9	Hollandveen	-3,7	8,0	
	-5,1	22,9		-9,6	8,0	
Hollandveen	-5,1	8,00	Klei van Gorkum zwaar	-9,6	8,8	
	-8	8,00		-11,8	8,8	
Klei van Gorkum licht	-8	25	Basisveen	-11,8	8,0	
	-9,9	25		-12,4	8,0	
Klei van Gorkum zwaar	-9,9	17,5				
	-12,1	17,5				
Basisveen	-12,1	20,0				
	-12,7	20,0				



Sondering 8, achterland			Sondering 9, achterland			
Grondsoort	diepte [m NAP]	POP _{kar} [kPa]	Grondsoort	diepte [m NAP]	POP _{kar} [kPa]	
Klei van Tiel	-0,05	27a	Klei van Tiel	1,17	30,0	
	-0,4	27a		-0,9	30,0	
Klei van Gorkum licht	-0,4	27a	Zand	-0,9	n.v.t.	
	-4,1	27a		-5,3	n.v.t.	
Hollandveen	-4,1	11a	Hollandveen	-5,3	11a	
	-6,5	11a		-8,3	8,0	
Klei van Gorkum	-6,5	15,5	Klei van Gorkum	-8,3	7,8	
	-8,4	15,5		-8,6	7,8	
Klei van Gorkum licht	-8,4	6,8	Klei van Gorkum licht	-8,6	6,8	
	-9,2	6,8		-9,6	17,1	
Klei van Gorkum zwaar	-9,2	29,2	Klei van Gorkum zwaar	-9,6	14,6	
	-10,2	29,2		-10,5	29,2	
Zand	-10,2	n.v.t.	Zand	-10,5	n.v.t.	
	-12,4	n.v.t.		-11,6	n.v.t.	
Basisveen	-12,4	20,0	Klei van Gorkum zwaar	-11,6	2,9	
	-12,9	20,0		-12,4	2,9	
			Basisveen	-12,4	4,0	
				-13	4,0	

Tabel 4.10Schematisering POP op basis van sondering 8 en 9



4.7.7 Dijksmateriaal

Tijdens de opbouwfase wordt gedraineerd gerekend met het Soft Soil Creep-model. In de hoogwatersituatie wordt het SHANSEP NGI-ADP-model toegepast. In tegenstelling tot de WBI-aanwijzingen en eveneens in tegenstelling tot de daarop gebaseerde aanwijzingen in Bijlage C is er in dit voorbeeld voor gekozen om het SHANSEP NGI-ADP-model voor ongedraineerde sterkte van cohesieve grond ook boven de freatische lijn toe te passen tijdens de controle van stabiliteit en constructiekrachten. De gehanteerde keuze voorkomt lokale instabiliteit (onder bijvoorbeeld de bovenbelasting), zonder de globale stabiliteit of de berekende krachten te veranderen. Op basis van de consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) is namelijk vastgesteld dat het verschil met een gedraineerde sterktekarakerisering van deze toplaag verwaarloosbaar is. De stabiliteit van bekleding is in dit voorbeeld niet beschouwd, maar kan uiteraard om een andere modellering vragen.

4.8 Faalkanseis

4.8.1 Traject

De maximaal toelaatbare overstromingskans per dijktraject is opgenomen in de Waterwet (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017c). Het ontwerp bij Bergambacht valt in dijktraject 15-2. Voor dit dijktraject is de maximaal toelaatbare overstromingskans 1/3000 per jaar (ondergrenswaarde).

4.8.2 Doorsnede

De maximaal toelaatbare faalkans (de faalkanseis) op doorsnedeniveau volgt uit de faalkanseis per traject, met behulp van de volgende formule (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b).

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{eis} \cdot \omega}{N} \tag{4.1}$$

waarin:

Peis;dsnfaalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld [1/jaar]Peismaximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject [1/jaar]ωfaalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme [-]. De verdeling over de verschillende faalmechanismen is per traject vrij te kiezen. In dit voorbeeld wordt aangenomen dat
optimalisatie van de faalkansverdeling over de mechanismen heeft geleid tot de keuze van een
waarde van 0,04

N lengte-effectfactor [-]

De lengte-effectfactor N wordt daarbij als volgt bepaald:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \tag{4.2}$$

waarin:

 $\begin{array}{ll} a & \mbox{fractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme [-]. Voor macrostabiliteit geldt: $a = 0,033$ \\ b & \mbox{lengte van onafhankelijke, equivalente vakken [m]. Voor macrostabiliteit geldt: $b = 50$ m \\ L_{traject} & \mbox{lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is [m]. Voor dijktraject 15-2 geldt: $L_{traject} = 24.500$ m \\ \end{array}$

De parameterkeuzes a = 0,033 en b = 50 m zijn overigens voorgeschreven (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b).



(4.3)

Invullen levert:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} = 1 + \frac{0,033 \cdot 24500}{50} = 17,17$$
$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{eis} \cdot \omega}{N} = \frac{1/3000 \cdot 0,04}{17,17} = 7,77 \cdot 10^{-7}$$

4.8.3 Decompositie

Voor een dijkdoorsnede met een verankerde stabiliteitswand moet de maximaal toelaatbare faalkans worden bepaald voor constructief falen (STR:DW), voor geotechnisch falen (GEO) en voor falen van een eventueel ankersysteem (ANK). Conform § 2.3 en conform de POV-publicaties gebeurt dit door de maximaal toelaatbare kans op binnenwaarste macroinstabiliteit in de doorsnede nog te delen door drie. Voor andere constructieve versterkingstechnieken moet de maximaal toelaatbare faalkans voor elk van de faalmogelijkheden ook worden bepaald door de maximaal toelaatbare kans op binnenwaarste macro-instabiliteit in de doorsnede te delen door drie. Ten opzichte van de 'oude' OSPW-aanpak is deze verdeling omwille van eenvoud en consistentie als vast voorgeschreven. Het effect van een andere verdeling is bovendien beperkt.

$$P_{eis;dsn;GEO} = P_{eis;dsnSTR:DW} = P_{eis;dsn;ANK} = \frac{7,77}{3} \cdot 10^{-7} = 2,59 \cdot 10^{-7} \, 1/\,jaar \tag{4.4}$$

4.9 Partiële factoren

4.9.1 Overzicht

Binnen de semi-probabilistische analyse dienen de volgende partiële veiligheidsfactoren te worden toegepast op de grondsterkte of op het effect (krachten/momenten/verplaatsingen).

- γ_n partiële factor die verband houdt met de maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede (schadefactor). Zie § 4.9.2
- γ_d partiële factor voor de modelonzekerheid (modelfactor). Zie § 4.9.3
- γ_b partiële factor voor de onzekerheid over de bodemopbouw en zaken als hydraulische kortsluiting (schematiseringsfactor). Deze factor dient apart te worden bepaald voor stabiliteit, krachten/momenten in de damwand en voor ankerkrachten. Zie § 4.9.4
- γ_{add} partiële factor op het belastingeffect (belastingeffect-factor)

Conform de SHM (en afwijkend van het verleden) wordt op de karakteristieke grondsterkte geen aparte materiaalfactor meer toegepast. De SHM formuleert dat overigens als een materiaalfactor gelijk aan 1. In plaats daarvan wordt de relatie tussen doelbetrouwbaarheid en partiële factor nu volledig via de schadefactor gelegd, die op de grondsterkte werkt.

4.9.2 Schadefactor

Via de schadefactor wordt de maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede vertaald naar een partiële factor. Daarbij wordt gebruikgemaakt van de volgende formule (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b).

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis,dsn;GEO} + 0,41$$

(4.5)

Daarbij geldt volgens de POV-publicaties voor de constructief versterkte dijk:

$$\gamma_n = \gamma_{n;STR:DW} = \gamma_{n;GEO} = \gamma_{n;ANK}$$

met:

$$\beta_{eis,dsn;GEO} = -\phi^{-1} \left(P_{eis;dsn;GEO} \right) = -\phi^{-1} (2,59 \cdot 10^{-7}) = 5,02$$
(4.6)

waarin:

 $\begin{array}{ll} \gamma_n & \text{schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit [-]} \\ \beta_{eis;dsn} & \text{geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-]} \\ P_{eis,dsn} & \text{faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit [1/jaar]} \end{array}$

Dus:

$$\gamma_{n:STR:DW} = \gamma_{n:GEO} = \gamma_{n:ANK} = 0,15 \cdot 5,02 + 0,41 = 1,16$$
(4.7)

Subscript $_{DW}$ betekent hierbij 'damwand', subscript $_{ANK}$ betekent 'anker' en subscript $_{GEO}$ betekent 'geotechnische stabiliteit'.

In een EEM-berekening werkt deze factor op de karakteristieke waarden van de grondsterkte, voor zowel geotechnische instabiliteit als voor constructief falen en voor falen van een eventueel ankersysteem.

Daarbij moet de kanttekening worden geplaatst dat voor de constructieve toetsing dus dezelfde relatie voor de betrouwbaarheid wordt toegepast als voor de gronddijk. Een beter inzicht in de werkelijke relatie ontbreekt op dit moment.

4.9.3 Modelfactor

Conform § 2.3 is de modelfactor γ_d voor EEM gelijk aan 1,06.

In een EEM-berekening wordt deze factor ook toegepast op de karakteristieke waarden van de grondsterkte, voor zowel geotechnische instabiliteit als voor constructief falen.

4.9.4 Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor volgt uit de resultaten van afzonderlijke ondergrondscenario's met hun kans van voorkomen. De schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit werkt op de karakteristieke waarde van de grondsterkte. De schematiseringsfactoren voor wandkrachten en momenten en voor ankerkrachten werken beiden op het effect. Zie § 6.3.2 voor een voorbeeldsgewijze uitwerking binnen een damwandontwerp.

4.9.5 Toepassing binnen de rekenfasen

De schadefactor γ_n en modelfactor γ_d worden in de EEM-berekening toegepast op de karakteristieke grondsterkte. Conform de SHM wordt op de grondsterkte geen afzonderlijke materiaalfactor meer toegepast. Voor de constructieve controle wordt op de grondsterkte in totaal dus een factor $\gamma_d \cdot \gamma_n = 1,06 \cdot 1,16 = 1,23$ toegepast. Dat kan in *PLAXIS* via een design approach of via een nieuwe materiaalset. Na het uitlezen van de krachten en momenten volgt nog een laatste rekenfase voor de controle op geotechnische stabiliteit. Daarin wordt de bijbehorende schematiseringsfactor op de grondsterkte in rekening gebracht. De belastingeffect-factor γ_{add} wordt achteraf aangebracht op de uitgelezen krachten en momenten, samen met de schematiseringsfactor voor krachten en momenten.



4.10 Waterspanningen

4.10.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt de toegepaste waterspanningsschematisering behandeld. Op voorhand past daarbij de kanttekening dat de toegepaste schematisering eenvoudig en conservatief is gehouden. De verklaring voor de eenvoud is dat het voorliggende rapport zich vooral richt op specifieke EEM-aspecten, terwijl de (zeer belangrijke) waterspanningsschematisering voor EEM-berekeningen nauwelijks afwijkt van die voor glijvlakberekeningen. De hierna gepresenteerde schematiseringskeuzes mogen daarom ook niet worden beschouwd als een pasklaar recept voor elke praktijktoepassing. Zie § 3.5.1 voor verdere achtergrond.

4.10.2 Soortelijk gewicht van water

Bij de berekening van waterspanningen uit stijghoogtes wordt uitgegaan van een soortelijk gewicht van water van 9,81 kN/m³.

4.10.3 Waterstanden

In Tabel 4.11 is een samenvatting gegeven van de gehanteerde waterstanden in diverse situaties ten behoeve van de toets op binnenwaartse stabiliteit. Voor buitenwaartse stabiliteit zal ook de lage waterstand of extreme regenval benodigd zijn. De gemiddelde waterstand (GWS) en gemiddeld hoogwater (GHW) zijn overgenomen uit de waternormalen ter plaatse van Streefkerk (Lek). Deze kenmerkende waarden zijn anno 2018 overigens niet meer on-line beschikbaar, omdat wordt gewerkt aan een actualisatie. De waarde voor maatgevend hoogwater (WBN, 'waterstand bij norm') is afgeleid uit Hydra-NL. Voor het polderpeil is aangehouden: 0,5 m beneden maaiveld (NAP- 0.5 m), onder aanname dat het polderpeil 'meezakt' met de bodemdaling.

Tabel 4.11	Waterstanden (einde levensduur)
Situatie	Waterstand [m NAP]
GWS	+0,44
GHW	+1,08
WBN	+3,97
Polderpei	l -0,50

4.10.4 Freatische lijnen

De dijk bij Bergambacht betreft een kleidijk op samendrukbare grond, net zoals geval 1A uit het TRW, zie Figuur 4.7. In de schematisering is aangenomen dat de horizontale ligging van de punten A en B in deze figuur overeenkomt met de horizontale ligging van respectievelijk de binnen -en buitenkruinlijn. Daarmee is de aanname dus ook dat de horizontale indringingslengte in de dijk (tot punt B) beperkt blijft tot de verticaal ter plaatse van de buitenkruin. In praktijkgevallen kan op dit punt overigens een meer conservatieve aanname nodig zijn.

Tijdens dagelijkse omstandigheden verloopt de freatische lijn lineair van de gemiddelde waterstand (NAP+ 0,44 m) aan de buitenzijde, via punten A en B naar het polderpeil (NAP- 0,5 m), via de binnenteen. Dit is weergegeven in Figuur 4.8. Op grond van de gemeten opbolling van de freatische lijn in de dijk wordt de hoogte van de freatische lijn tussen de punten A en B gelijk genomen aan NAP+ 3,0 m. Tijdens extreme (WBN) omstandigheden verloopt de freatische lijn lineair van de WBN-waterstand (NAP+ 3,97 m) aan de buitenzijde, via punten A en B naar het polderpeil (NAP- 0,5 m) vanaf de binnenteen, zie Figuur 4.8.

Deze systematiek kan gebruikt worden bij gronddijken of bij constructieve versterkingsoplossingen die de hydrologie niet beïnvloeden. Wanneer constructieve elementen worden toegepast die de hydrologie beïnvloeden (zoals een doorgaande damwandconstructie), dan moet de ligging van de freatische lijn op andere wijze bepaald worden. Dit kan dan bijvoorbeeld door het maken van een 'steady state ground-water flow'-berekening. Bij een heterogene bodemopbouw dient daarbij extra aandacht te worden besteed aan het bepalen van een conservatieve freatische lijn. Maatgevend voor de freatische lijn is een bodemopbouw met hoge doorlatendheden. Voor de toets van de binnenwaartse stabiliteit moet juist de bodemopbouw met de meeste slappe lagen (veelal een lage doorlatendheid) worden gehanteerd.











4.10.5 Stijghoogteverloop in zandlaag en indringingslaag

Het stijghoogteverloop onder dagelijkse omstandigheden is bepaald aan de hand van metingen (Witteveen en Bos, 2010). Buitendijks ligt de grondwaterspiegel onder normale omstandigheden op NAP+ 0,44 m. Vanaf de buitenkruinlijn verloopt de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket zoals in Figuur 4.9. Om de complexiteit van het voorbeeld te beperken is de invloed van de binnendijks voorkomende zandgeul nabij de beschouwde doorsnede verwaarloosd.

Het stijghoogteverloop onder dagelijkse omstandigheden is ook van toepassing op de indringingslaag (zie PL3 in Figuur 4.12). Als indringingslaag is de onderste 1 m van het klei-/veenpakket aangenomen. Deze indicatieve dikte wordt door het TRW afgegeven voor indringingslagen voor benedenrivierdijken en zeedijken. Bij gebrek aan informatie over doorlatendheidsverschillen wordt linear geïnterpoleerd tussen de bovenkant van de indringingslaag en de 'laagscheiding' langs de freatische lijn, conform geval 1A van het TRW. Zie Figuur 4.10.







Figuur 4.10 Waterspanningen in watervoerend pakket voor geval 1A en 2A [TRW (TAW, 2004)]. MHW is de oude aanduiding voor WBN

Het stijghoogteverloop onder extreme omstandigheden (WBN) in de pleistocene zandlaag is bepaald op basis van Figuur 4.10.

De ligging van Punt F (het intredepunt) is in de schematisering 2,5 m buiten de buitenteen gekozen, wat conservatief is. Een extrapolatie van het stijghoogteverloop onder dagelijkse omstandigheden is niet gebruikt om de ligging van dit punt te bepalen, omdat het onvoldoende zeker is dat deze ligging ook bij hoogwatercondities geldt.

In de figuur wordt in de zandlaag aan de binnenteen geen demping aangenomen voor de theoretische situatie zonder opdrijven, wat eveneens conservatief is. Het stijghoogteverloop bij WBN wordt in de figuur dus alleen bepaald door de WBN-waarde en de grenspotentiaal in de opdrijfzone C2-D2. Bij WBN verloopt de stijghoogte in het zand van punt F via deze opdrijfzone naar de punten E2 en G2. De gekozen lengte van de opdrijfzone is L = 2*d = 24 m. Daarna verloopt de stijghoogtelijn onder 1:50 naar de model-rand (punt E2 ligt buiten de modelgrens). De waarde van de grenspotentiaal in de opdrijfzone C2-D2 is vastgesteld op NAP+ 3,8 m. Deze waarde is nauwelijks lager dan WBN. Deze grenspotentiaalwaarde leidt in *PLAXIS* tot een verticale effectieve spanning van ± 1 kPa onder het cohesieve pakket ter plaatse van het achterland. In iedere berekening is geverifieerd of het ingevoerde stijghoogteverloop ook werkelijk tot deze effectieve spanning leidt. Een voorbeeld van de verificatie is weergegeven in Figuur 4.11.

Als gevolg van de spanningspreiding in *PLAXIS* kan de grenspotentiaalwaarde aan de teen hoger zijn, waardoor punt C2 landinwaarts zou moeten verschuiven. Dit is vooral relevant als het verschil tussen de grenspotentiaal en de theoretische stijghoogte zonder opdrijven groot is. In dit voorbeeld is het verschil tussen beiden slechts 0,2 m. Daarom is punt C2 niet verschoven.



Figuur 4.11 Verificatie grenspotentiaal in de berekening met een damwand. In deze figuur is de effectieve verticale spanning $\sigma'yy$ geplot. Bij de opgelegde grenspotentiaal van NAP+ 3,8 m blijft op de grenslaag van zand en deklaag minder dan 1 kPa over.

Conform Figuur 4.10 is de stijghoogte bij WBN aan de bovenkant van de indringingslaag gelijk gekozen aan GHW (NAP+ 1,08 m) en daarmee dus niet gelijk aan de stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden. Ook deze keuze is conservatief. Buitendijks (vanaf de buitenteen) is de stijghoogte bij WBN gelijk gekozen aan WBN (NAP+ 3,97 m). Tussen de buitenteen en het snijpunt van WBN met buitentalud verloopt de stijghoogte in de deklaag lineair. De stijghoogte aan de bovenkant van de indringingslaag wordt in *PLAXIS* opgegeven als 'Head' op de laagscheiding.

In Figuur 4.12 zijn de stijghoogtelijnen weergegeven zoals hierboven besproken.





Figuur 4.12 Stijghoogtelijnen dagelijks, bij WBN (MHW) en aan de bovenkant van de indringingslaag bij WBN. De stijghoogteafname van buiten naar binnen is bij WBN zeer beperkt, omdat de waarde bij het intredepunt aan buitenzijde vrijwel gelijk is aan de grenspotentiaal aan binnenzijde

4.10.6 Resulterende schematisering

Tabel 4.12 toont de naamgeving en omschrijving van de verschillende waterspanningslijnen (PL-lijnen) die in de EEM-berekening worden toegepast. In Tabel 4.13 zijn de coördinaten van deze PL-lijnen weergegeven.

Naam	Omschrijving
PLO	Horizontale freatische lijn gelijk aan polderpeil
PL1	Freatische lijn dagelijkse omstandigheden
PL2	Freatische lijn bij WBN-omstandigheden
PL3	Stijghoogte watervoerend pakket dagelijkse omstandigheden
PL4	Stijghoogte watervoerend pakket bij WBN-omstandigheden

Tabel 4.12PL-lijnen ontwerpsituatie (100 jaar na oplevering)

Tabel 4.13 Coördinaten PL-lijnen

PL0		PL1		PL2		PL3		PL4	
х	Y	X	Y	Х	Y	X	Y	Х	Υ
-40,0	-0,5	-40,0	0,44	-40,0	3,97	-40,0	0,44	-40,0	3,97
95,0	-0,5	-11,4	0,44	-2,575	3,97	-11,4	0,44	-15,0	3,97
		0,0	3,0	0,0	3,0	0,0	0,00	21,5	3,80
		9,0	3,0	9,0	3,0	90,0	-0,40	45,5	3,80
		21,5	-0,50	21,5	-0,5			95,0	2,81
		95,0	-0,50	95,0	-0,5				

De volgende figuren visualiseren de opgegeven stijghoogtelijnen en het resulterende stijghooghoogteveld onder dagelijkse omstandigheden (Figuur 4.13, Figuur 4.14) en WBN-omstandigheden (Figuur 4.15, Figuur 4.16).







Figuur 4.14 Resultaat stijghoogte in PLAXIS (dagelijkse omstandigheden)



Figuur 4.15 Ingevoerd stijghoogteverloop in PLAXIS (WBN-omstandigheden)





4.10.7 Aangepaste schematisering voor vernagelingstechnieken en onverankerde damwand

Voor de voorbeeldberekening van JLD-Dijkstabilisator, Dijkvernageling en de onverankerde damwand is een aangepaste bodemopbouw toegepast (zie § 4.6), waardoor ook de waterspanningsschematisering



aangepast dient te worden. De volgende aanpassingen zijn doorgevoerd.

- De freatische lijn is ongewijzigd.
- De waterspanningen in het achterland (vanaf binnenteen) worden volledig hydrostatisch verondersteld met een stijghoogte gelijk aan NAP- 0,5 m, zowel voor dagelijkse als voor de maatgevende omstandigheden. Dus in de zandlaag aan de teen 100% demping.

Dit wil zeggen dat de stijghoogte onder dagelijkse situatie verloopt van de gemiddelde waterstand (NAP+ 0,44 m), vanaf het snijpunt met het buitentalud naar de binnenteen, en dat de stijghoogte tijdens extreme omstandigheden verloopt van WBN (NAP+ 3,97 m), vanaf de buitenteen naar de binnenteen.



Figuur 4.17 Aangepaste waterspanningsschematisering voor Dijkvernageling en JLD-Dijkstabilisator; dagelijks (boven) en tijdens extreme omstandigheden (onder)



Figuur 4.18 Resultaat stijghoogte in PLAXIS voor vernagelingstechnieken; dagelijks (boven) en tijdens extreme omstandigheden (onder)

4.11 Verkeersbelasting

Conform § 2.3 moet altijd een verkeersbelasting worden aangebracht bij de controle op stabiliteit. In dit voorbeeld wordt voor de stabiliteitscontrole een verkeersbelasting van 13,3 kN/m² aangenomen, midden op de kruin, over 2,5 m breedte. Dit conform de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994).

Volgens § 2.3 moet een verkeersbelasting alleen in bijzondere gevallen ook worden toegepast bij controle op vervormingen. Deze gevallen zijn: (1) het moeten rekenen met een restprofiel of (2) langdurig aangrijpen op locaties die deze belasting nog niet eerder hebben ondergaan. Vanwege het restprofiel is de verkeersbelasting in de damwandberekening ook toegepast bij de controle op vervormingen In de overige voorbeeldberekeningen is de verkeersbelasting bij de vervormingscontrole ook meegenomen, om illustratieve redenen. Daarbij is in alle gevallen dezelfde belasting toegepast: 13,3 kN/m² over 2,5 m breedte.



5 Ontwerp groene dijk

5.1 Inleiding

Doel van dit hoofdstuk is om:

- invulling te geven aan de vergelijking tussen een glijvlakberekening en een EEM-berekening voor een groene dijk, zoals vereist volgens § 3.5.7;
- een vereenvoudigd versterkingsontwerp in grond te presenteren, ter vergelijking met een versterkingsontwerp met constructieve elementen.

5.2 Aannames en randvoorwaarden

Het in dit hoofdstuk uitgewerkte voorbeeld van een eenvoudig versterkingspontwerp in grond betreft het ontwerp van een groene dijk met een toegevoegde grondberm voor het vergroten van de binnenwaartse macrostabiliteit.

Bij het ontwerp van een groene dijk geldt de aanname dat er voldoende ruimte beschikbaar is. Dat houdt in dat voor de uitvoering van het ontwerp de bermlengte niet hoeft te worden geoptimaliseerd door toepassing van bijvoorbeeld weggenomen voorbelasting (tijdelijke overhoogte of vacuümconsolidatie) en/of meer bermhoogte dan bermbreedte. Realisatie van het ontwerp vindt plaats bij einde levensduur.

De ligging van de bovenkant van de berm wordt bij einde levensduur geschematiseerd. Het effect van de zetting door ophoging op de ligging van de onderkant van de berm, wordt echter verwaarloosd. De bermdikte bij einde levensduur wordt dus onderschat; de dikte van de slappe lagen onder de berm wordt juist overschat. Dit betekent ook dat de effectieve verticale spanning in de slappe lagen wordt onder-schat. Dit is gedaan om het voorbeeld eenvoudig te houden en ook omdat de vereenvoudiging conserva-tief is. De stabiliteit van de versterking bij oplevering wordt in het voorbeeld niet getoetst.

Een meer precieze modellering van het effect van ophoging op de laagligging en op de effectieve spanning is overigens wel mogelijk. Daarvoor zou de optie 'Updated Mesh' gebruikt moeten worden en zou, na het initieel ongedraineerde gedrag van de slappe lagen als gevolg van ophoging, een consolidatie- en kruipfase moeten worden gemodelleerd. De geschatte extra overhoogte voor zettingscompensatie zou daarbij moeten worden verwerkt in de opgegeven initiële ligging van de bovenkant van de berm.

5.3 Partiële factoren

5.3.1 Schadefactor

Volgens § 4.8.2 is de maximaal toelaatbare faalkans voor binnenwaartse macrostabiliteit in de doorsnede ($P_{eis;dsn}$) gelijk aan 7,77 10-7 per jaar. Omdat in het ontwerp geen constructieve elementen worden toegepast, is geen decompositie van de faalkans nodig. De volledige faalkans kan benut worden voor geotechnisch falen. Bij deze Peis;dsn per jaar hoort de volgende vereiste minimale betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1} \left(P_{eis,dsn;GEO} \right) = -\phi^{-1} (7,77 \cdot 10^{-7}) = 4,80$$
(5.1)

De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{n:GEO} = 0,15 \cdot 4,80 + 0,41 = 1,13 \tag{5.2}$$
waarin:

$\gamma_{n;GEO}$	schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit [-]
$\beta_{eis:dsn}$	geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-]
P _{eis,dsn}	faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit [1/jaar]

5.3.2 Modelfactor

Voor zowel *PLAXIS* als D-Stability met Uplift Van is de modelfactor γ_d = 1,06, zie § 4.9.3.

5.3.3 Schematiseringsfactor

Voor de geotechnische toets dient de schematiseringfactor te worden bepaald conform de methode zoals geschetst in § 4.9.4. Om de hoeveelheid werk te beperken is deze afleiding voor het geval van de groene dijk niet uitgevoerd. In plaats daarvan is hierna simpelweg aangenomen dat uit deze bepaling een waarde van γ_b = 1,05 zou resulteren. Zie § 6.3.2 voor een voorbeeldsgewijze uitwerking van de bepalingsmethode bij verankerde damwanden.

5.3.4 Samenvatting

In Tabel 5.1 zijn de partiële factoren samengevat en is ook de in totaal toe te passen grondsterktereductie aangegeven. De totale reductie is gelijk aan $\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_b = 1,26$. De sterktereductie wordt in *PLAXIS* uitgevoerd middels een safety analysis (phi-c reductie).

Factor	Symbool	Waarde
Schadefactor	γ_n	1,13
Modelfactor	γ _d	1,06*
Schematiseringsfactor	γ_b	1,05
Totale sterktereductie	SF _{eis}	1,26

 Tabel 5.1
 Samenvatting partiële factoren toets geotechnisch falen groene dijk

* Bij toepassing van zowel *PLAXIS* als D-Stability met Uplift Van.

5.4 Schematisering geometrie, bodemopbouw en waterspanningen

Alleen het geometrisch profiel na 100 jaar is beschouwd. Het ontwerp ten behoeve van het vergroten van de binnenwaartse macrostabiliteit bestaat uit een nieuwe binnenberm met een dikte van 2,0 m en een breedte van 35 m. In werkelijkeid zal de berm onder afschot worden aangelegd in verband met afwatering. Voor de eenvoud van de voorbeeldberekening is dit afschot in de schematisering verwaarloosd. De berm is dus horizontaal gemodelleerd, met een ondertalud van 1:2,5. Er worden in dit voorbeeld geen tijdelijke overhoogte of andere consolidatieversnellende maatregelen toegepast, zie § 5.1.

De bodemopbouw en -parameters zijn overgenomen uit de algemene ontwerpuitgangspunten (hoofdstuk 4). De grondeigenschappen van het ophoogmateriaal zijn gelijk verondersteld aan de eigenschappen van het bestaande dijksmateriaal.

Het waterspanningsverloop tijdens dagelijkse en extreme omstandigheden is overgenomen uit de algemene ontwerpuitgangspunten. Alleen de stijghoogte in de zandlaag tijdens extreme omstandigheden is aangepast. Er is een horizontaal verloop aangenomen, gelijk aan MHW. Dus geen enkele demping aan de



binnenteen. Door de berm treedt geen opdrijven/opbarsten meer op en hoeft er geen grenspotentiaal toegepast te worden (behalve in het verre achterland, buiten het invloedsgebied van het maatgevende glijvlak, zie Figuur 5.1).

Daarnaast zal de opbolling van de freatische lijn door de aangelegde berm in praktijk anders verlopen. Voor de benodigde vergelijking tussen het EEM-resultaat en het resultaat van een glijvlakberekening is het echter niet nodig om dit effect precies in rekening te brengen, zolang de schematisering in beide gevallen maar gelijk is.



Figuur 5.1 Ingevoerd stijghoogteverloop in PLAXIS

5.5 Opzet eindige-elementenanalyse

5.5.1 Invoer van de geometrie

De bodemopbouw wordt binnen het 'Soil'-menu ingevoerd door gebruik te maken van de functie 'Create borehole'. Hiermee wordt de bodemopbouw vastgelegd in verticalen, waartussen *PLAXIS* interpoleert. Via deze functie wordt ook het ruimtelijk verlopende *POP*-veld ingevoerd. Voor het correct modelleren van de waterspanningen is het nodig om een laagscheiding ter plaatse van de freatische lijn te modelle-ren. Daarmee is het mogelijk om direct vanaf de freatische lijn te interpoleren en om onder en boven de freatische lijn verschillende materiaaleigenschappen te kiezen.

5.5.2 Invoer van de waterspanningen

De in § 4.10.6 beschreven stijghoogteverlopen PL1,2,3,4 worden ingevoerd binnen het 'Flow Conditions'-menu van *PLAXIS*. Per rekenfase kan vervolgens de betreffende waterlijn geselecteerd worden. Voor het modelleren van de stijghoogte in de indringingslaag bij WBN wordt gebruikgemaakt van een opgelegde stijghoogte langs een lijn.

5.5.3 Elementennet

Nadat de geometrie is ingevoerd moet het elementennet (de mesh) gegenereerd worden. De grond wordt geschematiseerd door 15-knoops driehoekige elementen (de standaard keuze in *PLAXIS*). Om de rekentijd te beperken wordt in eerste instantie gebruikgemaakt van een medium global mesh, met een verfijning in de lagen waarin het glijvlak wordt verwacht. Zie Figuur 5.3 voor het resulterende elementennet. Achteraf wordt, als onderdeel van de vereiste nauwkeurigheidscontrole, gecontroleerd of het elementennet voldoende fijn is, zie § 5.6.3.



Figuur 5.3 Gegenereerde mesh in PLAXIS met medium global mesh

5.5.4 Rekenfasering EEM-berekening

5.5.4.1 Overzicht

De EEM-berekening van de stabiliteitsfactor voor de groene dijk wordt uitgevoerd conform de fasering in Figuur 5.4. Deze fasering volgt zoveel als mogelijk de werkelijke geschiedenis en uitvoeringsfasering, om tot realistische spanningscondities voor de uiteindelijke stabiliteitscontrole te komen.

5.5.4.2 Initiële fase en opbouw dijk

Er wordt een K_0 -procedure toegepast om de veldspanningen en grensspanning voor alle materiaalmodellen te initialiseren bij de initiële geometrie en de dagelijkse waterspanningen. *PLAXIS* bepaalt de effectieve verticale spanning tijdens de K_0 -procedure uit het gewicht van de bovenliggende grondkolom, waarbij nog geen spanningsspreiding in rekening wordt gebracht. Om na spanningsspreiding een nieuw evenwicht te vinden wordt de initiële K_0 -procedure daarom gevolgd door een nulstap. Dat is een fase waarin er qua randvoorwaarden en geometrie niets wijzigt ten opzichte van de voorgaande fase.

Na de nulstap wordt de dijkversterking gemodelleerd. Om de juiste spanningscondities te ontwikkelen dient de modellering zoveel mogelijk aan te sluiten bij de werkelijke uitvoering van de versterkingsoplossing. Het is dus mogelijk dat hier meer dan één rekenfase voor nodig is. Na de opbouwfase wordt hoogwater gemodelleerd.

5.5.4.3 Geotechnische toets

Op basis van de spanningscondities bij hoogwater (Fase 3a) wordt het SHANSEP-model geactiveerd. Om het SHANSEP-model te activeren kan in *PLAXIS* 2018 de 'special option' in de 'Phases explorer' gebruikt worden. Door hier een 1 in te vullen wordt het SHANSEP NGI-ADP-model geactiveerd en de schuifsterktes bepaald.









General		
ID		Fase 3b Verkeersbelasting Shansep [Phase_11]
Start fro	om phase	Fase 3a) WBN 💌
Calculat	ion type	🖸 Plastic 👻
Loading	type	Staged construction 🔹
ΣM _{stage}		1,000
ΣM _{weig} ł	nt	1,000
Pore pre	essure calculation type	🖃 Phreatic 🔹
Time int	erval	0,000 day
First ste	p	16
Last ste	р	17
Design a	approach	(None) 👻
Special of	option	1

Figuur 5.5 Activatie SHANSEP NGI-ADP-model in Phases explorer

¹³ De hier getoonde berekeningsfasering betreft de ontwerpberekening voor einde levensduur. In verband met wateroverspanningen die optreden in de ondergrond als gevolg van de grondophogingen, moet bij een groene dijk tevens de stabiliteit bij oplevering getoetst worden.

Nadat het SHANSEP NGI-ADP-model geactiveerd is, wordt de stabiliteitscontrole uitgevoerd door middel van een phi-c-reductie. Deze moet worden doorgezet totdat er een stationaire waarde voor de factor $\sum M_{SF}$ wordt gevonden, in combinatie met een duidelijk bezwijkmechanisme.

5.6 Rekenresultaten

5.6.1 Vergelijking PLAXIS en glijvlakberekening

Conform § 3.5.8 moet worden gecontroleerd of resultaten met een glijvlakmodel en met *PLAXIS* voldoende met elkaar overeen stemmen, zolang er geen constructieve elementen worden toegepast. De eerdere positieve ervaringen tot aan 2018 zijn gebaseerd op een gedraineerde sterktemodellering. Hierna wordt een vergelijking gerapporteerd waarbij het SHANSEP NGI-ADP-model voor ongedraineerde sterkte is toegepast. Deze vergelijking wordt getrokken voor de initiële situatie (geen berm, dagelijkse omstandigheden), met bijbehorend grensspanningsveld.

De vergelijkende glijvlakberekening is uitgevoerd met de vanaf juni 2018 voor HWBP-projecten beschikbare 'projectsoftware'. Evenals *PLAXIS* houdt deze projectsoftware via 'bouwfasen' rekening met de invloed van een ophoging op de grensspanning. De projectsoftware overbrugt de periode tot het beschikbaar komen van een nieuwe versie van D-Stability (medio 2019), die ook beschikt over deze functionaliteit.

In de glijvlakberekening is de volgende fasering aangehouden.

- Stage 1 Initiële fase
 - geometrie bestaand dijklichaam einde levensduur
 - dagelijkse waterspanningen einde levensduur (freatisch PL1 en stijghoogte PL3)
 - genereren initieel grensspanningsveld
- Stage 2 Dijkversterking
- aanbrengen berm onder dagelijkse omstandigheden
- Stage 3 WBN (waterstand bij norm) + verkeersbelasting
 - verkeersbelasting aanbrengen met 0% consolidatie in lagen die zich ongedraineerd gedragen onder belasting
 - · dijk toetsen met Uplift Van-berekening

De verschillende stappen in de D-Stability-berekening zijn gevisualiseerd in Figuur 5.6.

Het resultaat van de glijvlakberekening is gepresenteerd in Figuur 5.7, de berekende stabiliteitsfactor is 0,88. Deze voldoet ruim niet, en dus ook zeker niet onder hoogwateromstandigheden (WBN).

Bij de hierna volgende vergelijking van resultaten met *PLAXIS* is het nodig te beseffen dat *PLAXIS* de *POP*-invoer tijdens de K_0 -procedure gebruikt voor de initialisatie van $\sigma_{1.max}$ (de grensspanning volgens SHANSEP NGI-ADP). Daarbij brengt *PLAXIS* nog geen spanningsspreiding in rekening. De initiële grensspanning $\sigma_{1.max}$ in *PLAXIS* wordt dus gelijk aan de initiële $\sigma_{v.max}$ in een glijvlakberekening, zolang dezelfde *POP*-invoer wordt gebruikt.

De spanningsspreiding tijdens de nulstap zorgt onder het talud en nabij de teen echter voor verhoging van de σ'_1 . Daardoor kan de initiële $\sigma_{1.max}$ -waarde worden overschreden, waardoor de ongedraineerde sterkte in *PLAXIS* op die locaties hoger zal uitvallen dan in de glijvlakberekening. Dit is een onvermijdelijk verschil tussen de twee modellen.





Figuur 5.6 Fasering in glijvlakberekening: Stage 1 (boven), Stage 2 (midden) en Stage 3 (onder)

Onder het talud en nabij de teen zal bij gelijke invoer van *POP*-waarden ook een hogere ongedraineerde sterkte worden gevonden wanneer de σ'_1 de initiële $\sigma_{1.max}$ niet overschrijdt. Dat komt door de aanpassing van de σ'_1 en dus ook van de overconsolidatiegraad (*OCR*) tijdens de nulstap in *PLAXIS*. Dit verschil kan overigens worden vermeden door in de *PLAXIS*-berekening andere *POP*-waarden te kiezen dan in de glijvlakberekening. Zie formule C.20 in Bijlage C.10.

Om het effect van het verschil in *OCR*-definitie inzichtelijk te maken zijn in *PLAXIS* de volgende twee varianten beschouwd, waarbij de *POP*-invoer in *PLAXIS* gelijk is gekozen aan de invoer in de glijvlakberekening.

1 Exclusief het effect van spanningsspreiding op de overconsolidatiegraad: in deze berekening wordt direct na de K_0 -fase (maar nog voor de nulstap) de overstap naar het SHANSEP-model gemaakt. De spanningsspreiding die tijdens de daaropvolgende nulstap zal optreden, heeft dus nog niet plaatsgevonden. In het SHANSHEP-model wordt de ongedraineerde sterkte dus afgeleid uit de nog juist voor de overstap aanwezige effectieve spanningstoestand. Dit wil zeggen dat zowel de grensspanning als de OCR worden bepaald bij een σ'_1 die nog precies gelijk is aan het effectieve gewicht van de kolom met de bovenliggende grond, net zoals in de glijvlakberekening. Na de switch naar SHANSEP volgt een Safety Analysis (phi-c-reductie) om de stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$ te bepalen.

2 Inclusief het effect van spanningsspreiding op de overconsolidatiegraad: in deze berekening is er na de K_0 -fase een 'nill step' uitgevoerd. Hierin wordt de onbalans uit de K_0 -fase met niet-horizontaal maaiveld en niet-horizontale bodemopbouw herverdeeld, met spanningsspreiding als gevolg. Na de Nill step volgt de switch naar SHANSEP en daarna de safety analysis (phi-c-reductie). Dit wil zeggen dat de σ'_1 tijdens het berekenen van de grensspanning in de K_0 -fase nog wel gelijk is aan het effectieve gewicht van de kolom met de bovenliggende grond, maar dat in de *OCR* na de nulstap wel het effect van spanningsspreiding op de σ'_1 zal worden meegenomen.

Omdat de dagelijkse situatie met ongedraineerde schuifsterkte niet stabiel is (SF = 0,88 uit de glijvlakberekening), is een opschaalfactor toegepast van 1,2. Deze factor is toegepast op de SHANSEP-parameter S, die in de *PLAXIS*-documentatie wordt aangeduid met α .

De hoofdspanning voor en na spanningsspreiding (σ'_1 -plot) is weergegeven in Figuur 5.8. Figuur 5.9 toont vevolgens het bezwijkvlak na de safety analysis. De vorm, de diepte en het in- en uittredepunt van het glijvlak komen goed overeen met het resultaat uit de glijvlakberekening.

De berekende stabiliteitsfactor is weergegeven Figuur 5.10. In deze figuur is het *PLAXIS*-resultaat al gecorrigeerd voor de opschaalfactor van 1,2. Het *PLAXIS*-resultaat zonder effect van spanningsspreiding komt goed overeen met de glijvlakberekening (resp. 0,90 versus 0,88). De spanningsspreiding heeft een positief effect op de stabiliteit, de stabiliteitsfactor is ca. 8% hoger: 0,97. Op basis hiervan kan worden ge-concludeerd dat de glijvlakberekeningen met ongedraineerde schuifsterkte conservatiever zijn, wanneer in beide gevallen eenzelfde *POP*-invoer wordt gebruikt

Bij nadere analyse blijkt de hoofdreden voor het verschil gelegen in het overschrijden van de initiële $\sigma_{1.max}$ -waarde door de spanningsspreiding. Naast de teen treedt een sterke spanningsrotatie op met een sterk verhoogde waarde van de grootste effectieve hoofdspanning. Het verschil is in dit geval dus een onvermijdelijk gevolg van het feit dat *PLAXIS* de ongedraineerde sterkte volgens SHANSEP baseert op de grootste hoofdspanning, en niet op de verticale spanning.



De modellen zijn verder uitgebouwd met de versterking, zie § 5.6.2.

Figuur 5.7 Maatgevend Uplift glijvlak in D-Stability, dagelijkse omstandigheden





Figuur 5.8 Grootste effectieve hoofdspanning σ'1 in PLAXIS, excl. (links) en incl. (rechts) spanningsspreiding



Figuur 5.9Contourplot van de totale verplaatsingen aan het einde van een safety analyis (phi-c-reductie), onder dagelijkse
omstandigheden excl. (links) en incl. (rechts) spanningsspreiding



Figuur 5.10 Stabiliteit in PLAXIS en gijvlakberekening (D-Stability), dagelijkse omstandigheden

5.6.2 Resultaten ontwerpberekening met berm

Figuur 5.11 geeft het resultaat weer van de glijvlakberekening voor de ontwerpsituatie, met een berm bij hoogwater. De berm van 35 m lang en 2 m dik voldoet aan de stabiliteitseis: $SF = 1,263 > 1,26 = SF_{eis}$.

De ligging van het bezwijkvlak uit de *PLAXIS*-berekening komt goed overeen met het glijvlak uit de glijvlakberekening, zie Figuur 5.12. De stabiliteitsfactor uit *PLAXIS* is echter wel hoger dan die uit de glijvlakberekening (zie Figuur 5.13), namelijk 1,314. Dit is te verklaren door de verschillen in initialisatie van de grensspanning (zonder spanningsspreiding) en in *OCR* (met spanningsspreiding) in het *PLAXIS*-model, zoals besproken in § 5.6.

Zonder opdrijven ligt het glijvlak minder diep dan de ligging van de top van de pleistocene zandlaag. De precieze ligging van het glijvlak wordt in hoge mate bepaald door de modellering van de waterspanning in de indringingslaag.



Figuur 5.11 Maatgevend Uplift glijvlak in D-Stability bij WBN, met berm



Figuur 5.12 Contourplot van de totale verplaatsingen bij WBN aan het einde van safety analysis, met berm



Figuur 5.13 Stabiliteit in PLAXIS en D-Stability, extreme omstandigheden

5.6.3 Nauwkeurigheidscontroles

Zoals al in § 5.5.3 aangegeven is voor de *PLAXIS*-analyse gebruikgemaakt van een medium global mesh, met een verfijning van de dijk en ondergrond (excl. pleistocene zandlaag), zie Figuur 5.2. en Figuur 5.3. Via een extra berekening met een fine global mesh is gecontroleerd of het initiële elementennet voldoende fijn is. Het elementennet voor zowel de medium mesh als de fine mesh zijn gepresenteerd in Figuur 5.14. Daarnaast is een extra berekening gemaakt met een scherpere 'Tolerated error' van 0,005 in plaats van de standaardwaarde van 0,01. Figuur 5.15 presenteert de resultaten van de nauwkeurigheidscontroles. Het verschil in stabiliteitsfactor is minimaal. De lagere tolerated error zorgt ervoor dat er meer stappen nodig zijn om doorgaand bezwijken te vinden, maar convergeert uiteindelijk naar dezelfde $\sum M_{SF}$. Op basis daarvan kan worden vastgesteld dat de schematisering van de basisberekening voldoende nauwkeurig is.





Figuur 5.14 Gegenereerde mesh in PLAXIS met medium global mesh (boven) en fine global mesh (onder)



Figuur 5.15 Stabiliteit in PLAXIS en D-Stability, extreme omstandigheden





6 Ontwerp verankerde damwand

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk is een voorbeeld uitgewerkt van een ontwerp van een verankerde damwand. De uitwerking is gebaseerd op de randvoorwaarden die worden benoemd in de hoofdstukken 2 en 3.

6.2 Aannames, randvoorwaarden en afbakening

Ervan uitgaand dat deze randvoorwaarden het niet toestaan om een wand laag in het binnentalud te plaatsen, behelst het ontwerp een verankerde damwand in de binnenkruin. Daarbij geldt de aaname dat bij oplevering sprake is van een aangebrachte overhoogte van 0,5 m. Bij een veronderstelde kruindaling van 0,5 m ligt de kruin na 100 jaar dan dus op gelijke hoogte met de top van de damwand, als de in het zand rustende damwand tenminste niet significant zakt.

Daarnaast wordt aangenomen dat het overslagdebiet bij de kruinhoogte na 100 jaar zo beperkt is (bijvoorbeeld 0,1 l/m/s), dat achter de damwand afschuiving mag worden toegestaan (restprofiel) bij WBN en bij karakteristieke grondsterkte. Dit beperkte overslagdebiet voorkomt verdere aantasting en uitspoeling van dit profiel. Treedt het restprofiel echter bij karakteristieke grondsterkte nog niet op, dan mag het debiet ook groter zijn.

In dit voorbeeld wordt verder aangenomen dat opdrachtgever openingen in de wand heeft voorgeschreven, om de verstoring van het grondwaterregime onder dagelijkse omstandigheden te minimaliseren (verdroging, vernatting).

Ten slotte is de uitwerking van dit voorbeeld afgebakend: de constructieve detaillering van doorgaande gordingen, scharnierende ankers, drainagevoorziening zijn niet behandeld. Raadpleeg voor aanwijzingen en voorbeelden op dat gebied de PPL.

De in § 3.5.6 gegeven aanwijzingen voor het modelleren van een restprofiel zijn in een laat stadium nog uitgebreid. Het in dit hoofdstuk behandelde voorbeeld was echter al daaraan voorafgaand uitgewerkt. Daarom is hierin nog niet de aanbeveling opgevolgd om de ongedraineerde sterkte in de verstoorde zone onder het restprofiel te reduceren tot 70% van de rekenwaarde in de onverstoorde zone. Hetzelfde geldt voor het in een apart scenario opnemen van de ligging van het restprofiel.

Ook de PPL is later opgesteld dan dit voorbeeld. Er zijn daardoor afwijkingen ten opzichte van de PPL:

- De knikcontrole wordt nog niet uitgevoerd volgens PPL § 11.7.5.
- De corrosietoeslag wordt nog niet berekend volgens PPL § 5.7.3.
- De controle op de uittrekkracht van het groutlichaam is nog uitgevoerd met de partiële factoren volgens de CUR166 in plaats van volgens PPL § 11.8.

6.3 Partiële factoren

6.3.1 Schadefactor en modelfactor

De toe te passen schadefactor ($\gamma_n = 1,16$) is afgeleid in § 4.9.2. De toe te passen modelfactor ($\gamma_d = 1,06$) is benoemd in § 4.9.3.

6.3.2 Schematiseringsfactor

Voor het in rekening brengen van onzekerheden in laagligging, waterspanning, restprofiel en effectiviteit van versterkingsmaatregelen worden verschillende scenario's berekend. Daarop worden voor geotechnische instabiliteit, voor constructief falen en voor het falen van het ankersysteem aparte schematiseringsfactoren gebaseerd. Het afleiden van de factoren gebeurt aan de hand van de daarvoor beschikbare POVM-spreadsheet, zie § 2.3 en Bijlage G.1.

Uitgangspunt voor de afleiding van de schematiseringsfactor is de basisschematisering zoals deze voor het ontwerp is vastgesteld, zie ook § 4.9.4.

De volgende vier scenario's bevatten onzekerheden, die meegenomen worden binnen de schematiseringsfactor.

- 1. De dikte van de humeuze kleilaag: kleilaag 0,5 m dikker, veenlaag 0,5 m dunner;
- 2. De ligging van de freatische lijn in de kruin van de dijk: opbolling in de dijk op NAP+ 3,9m (conform formulering TRW), in plaats van opbolling op basis van meetdata (NAP+ 3,0m);
- 3. De dikte van de indringingslaag: dikte indringingslaag verhoogd naar 3 m in plaats van 1 m;
- 4. De hoogte van het restprofiel: vlak maaiveld in plaats van een verlaagd talud tot 1/3^e van de kerende hoogte.

In dit voorbeeld zijn de belangrijkste schematiseringsonzekerheden meegenomen. Daarbij wordt per scenario een veilige (conservatieve) keus voor de kans van optreden aangehouden, te weten een kans van 10%. Extra schematiseringonzekerheden die afgewogen moeten worden, zijn: de stijghoogte in het watervoerend zandpakket en de opbouw van de kern van de dijk. In het voorbeeld is de stijghoogte in het zand gebaseerd op een opdrijfpotentiaal; hier is dus weinig kans op een ongunstigere afwijking. Ook zijn er geen aanwijzingen voor grote onzekerheden in de opbouw van de dijk. Dit aspect is daarom ook buiten beschouwing gelaten.

De vier scenario's worden in *PLAXIS* doorgerekend als variaties op een basisschematisering die aan alle geotechnische en constructieve eisen en toetsen voldoet. In Bijlage G.1 zijn de resultaten van deze variaties weergegeven en de schematiseringsfactoren bepaald. Hieruit volgt:

- geotechnische instabiliteit: $\gamma_{b;geo} = 1,02$
- momenten in de damwand: $\gamma_{b;str;dw} = 1,12$
- ankerkracht: $\gamma_{b;ank} = 1,08$

6.3.3 Belastingeffect-factoren

Conform de PPL geldt bij de controle van gording en van het groutlichaam een belastingeffectfactor $\gamma_{add:gr} = 1,1$ op de ankerkracht en bij de controle van de ankerstaaf een belastingeffect-factor $\gamma_{add:ank} = 1,25$.

6.3.4 Samengevat overzicht

Onderstaande tabellen geven een overzicht van alle toe te passen partiële factoren. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de factoren die als grondsterktereductie moeten worden meegenomen en de factoren die achteraf moeten worden toegepast op de effecten (moment/kracht/verplaatsing).



Tabel 6 1	Partiële factoren	toe te nassen	als arondsterkter	oductie
100010.1	Fullele luctoren	toe te pussen	uis gionusterktere	suuctie

Toets	Schadefactor γ_n	Modelfactor γ_d	Totale sterktereductie
Geotechnisch – GEO Constructief – STR; DW Ankersyst – ANK	1,16	1,06	1,23

 Tabel 6.2
 Verdere grondsterktereductie (minimaal te behalen stabiliteitsfactor voor de geotechnische stabiliteit)

Toets	Schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo}$	Te behalen stabiliteitsfactor
Geotechnisch – GEO	1,02	1,02

Tabel 6.3Partiële factoren toe te passen op de effecten

Toets	Schematiseringsfactor ? _b	Belastingeffect-factor १ _{add}	Totale factor
Gording en groutlichaam	$\gamma_{b;str;gr} = 1,08$	$\gamma_{add;gr} = 1,1$	1,19
Moment	$\gamma_{b;str;dw} = 1,12$	$\gamma_{add;dw} = 1,0$	1,12
Kracht in ankerstaaf	$\gamma_{b;ank} = 1,08$	$\gamma_{add;ank} = 1,25$	1,35
Verplaatsing		$\gamma_{add;dis} = 1,3$	1,3

6.4 Schematisering

6.4.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen

Voor de stalen damwand wordt alleen het geometrisch profiel na 100 jaar beschouwd. De reden daarvoor is dat deze situatie vanwege de afgenomen staaldoorsnede als gevolg van corrosie, maatgevend zal zijn. Voor situaties met een ander type constructie (bijvoorbeeld een betonconstructie) en/of grote ophogingen is dit niet zo evident; de situatie bij oplevering kan dan ook maatgevend zijn. Het dijkprofiel, de bodemopbouw en de waterstanden zijn overgenomen uit de algemene ontwerpuitgangspunten (hoofdstuk 4). Het verloop van de freatische lijn in de dijk onder WBN-omstandigheden wordt gelijk gekozen aan het verloop in een dijk zonder damwand, omdat (bij het ontbreken van nadere voorschriften) wordt gekozen voor een damwand met een gebruikelijk openingspercentage van 20%.

Er wordt rekening gehouden met opdrijven bij WBN, waarbij de potentiaallijn binnen de opdrijfzone is begrensd tot de grenspotentiaal. Aangezien de dikte van de deklaag groter is dan 4 m, hoeft er conform de SHM geen rekening te worden gehouden met opbarsten en een daarmee gepaard gaande sterkte van nul in de opbarstzone. In het ontwerp blijkt rekening te moeten worden gehouden met een restprofiel, vanwege afschuiven achter de damwand in de fase met WBN in combinatie met de karakteristieke sterkte-eigenschappen (Berekeningsfasering *PLAXIS*, Fase 4a, zie Figuur 3.8). Conform § 3.5.6 wordt de hoogte van het talud achter de wand daarvoor gereduceerd tot 1/3 van de oorspronkelijke hoogte, zonder aanpassing van de sterkte van de grond. Een ongunstiger scenario met een vlak maaiveld wordt nog meegenomen als onderdeel van de bepaling van de schematiseringsfactor. Tabel 6.4 en Figuur 6.1 tonen een overzicht van de belangrijkste kenmerken en eigenschappen van het uiteindelijke damwandontwerp, zoals iteratief bepaald binnen het ontwerpproces.

Eigenschappen verankerde damwand	
Opdrijven/opbarsten?	Ja
Restprofiel?	Ja
Openingspercentage damwand [%]	20
Factor openingspercentage	1,25
Locatie damwand	Binnenkruinlijn
Type damwand	AZ38-700
Lengte damwand [m]	22
Bovenkant damwand [m+NAP]	5,0
Onderkant damwand [m+NAP]	-17,0
Lengte damwand in zand [m]	4,2
Type anker	Leeuwanker 101,6x22,2
Ankerniveau [m+NAP]	3,0
Hoek anker met horizontaal [°]	40
H.o.hafstand ankers [m]	2,8
Voorspanning anker bij installatie [kN]	100*
Lengte groutlichaam [m]	9

Tabel 6.4Overzicht eigenschappen ontwerp verankerde damwand

* ca. 10% van de berekende ankerkracht.





6.4.2 Grondparameters

De toe te passen grondparameters zijn beschreven in § 4.5.

De gekozen sterktereductiefactor 'Rinter' in de interface tussen wand en grond is voor alle grondsoorten gelijk: 2/3. Deze keuze is gebaseerd op aanwijzingen in CUR166-2 § 4.3.4. De keuze wordt als veilig gezien, onder meer omdat het werkelijke damwandoppervlak (het verfoppervlak) groter is dan het opper-



vlak van de *PLAXIS*-schematisering door een vlakke plaat. Uit een eerdere POVM-consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) voor stabiliteitswanden blijkt overigens dat de invloed van een afwijkende keuze beperkt is.

Voor de stijfheden van alle grondsoorten wordt gerekend met lage karakteristieke waarden. In de consequentieanalyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) bleek dit een voldoende conservatieve benadering voor een verankerde wand, bij alle uit te voeren toetsen.

In combinatie met het SSC- en HS-model reduceert *PLAXIS* de wrijvingshoek φ ' van het naastliggende interface-element automatisch. In combinatie met het SHANSEP NGI-ADP-model moet de wrijvingshoek echter handmatig worden gereduceerd.

6.4.3 Corrosietoeslag

In de toets van damwand en ankerstang wordt het effect van corrosietoeslagen op de damwanddoorsnede meegenomen conform het protocol dat vigerend is sinds 2016 (Helpdesk Water, 2015).

- Damwanden
 - (1) Ongeroerde schone grond, permanent beneden de grondwaterspiegel: 2x2,4 mm (dubbelzijdig);
 - (2) Geroerde grond of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel: 4,4 mm (dubbelzijdig).
- Anker

Bij de ankers mag niet gerekend worden met bovenstaande corrosietoeslagen, aangezien deze elementen erg gevoelig zijn voor lokale (punt)corrosie. Daarnaast is de chemische samenstelling van ankerstaal niet zonder meer te vergelijken met damwandstaal. In het hier gegeven voorbeeld is een radiale corrosietoeslag van 3,25 mm (totaal 6,5 mm) op de ankerstang toegepast, conform CUR166 (CUR, 2012). In de PPL wordt voor onbeschermde ankerstaven echter een radiale (enkelzijdig) corrosie van 0.06 mm per jaar voorgeschreven, conform de 2^e editie van het Handboek Kademuren (CURnet SBR, 2013). Dat wil zeggen: een toeslag van 0,12 mm per jaar in diameter.

6.4.4 Eigenschappen damwand

In Tabel 6.5 staat een overzicht van de gecorrodeerde damwandeigenschappen van het AZ38-700 profiel voor een doorgaande wand. In dit voorbeeld betreft het een discontinue wand met een openingspercentage van 20%. Om het stijfheidsgedrag juist te modelleren wordt daarom gerekend met gereduceerde sterkte- en stijfheidseigenschappen (-20%). Conform de PPL (maar afwijkend van de NEN EN1993-5 (NEN, 2008)) worden klasse II-profielen getoetst op het elastisch weerstandsmoment en niet op het plastisch weerstandsmoment.

Eigenschappen			Initieel	Gecorrodeerd	
Doorsnede oppervlakte	A	=	229,7	194,7	cm²/m¹
Elastisch weerstandsmoment	W _{el}		3.800	3.292	cm ³ /m ¹
Traagheidsmoment	Ι	=	94.840	82.159	cm ⁴ /m ¹
Buigstijfheid	EI	=	199.164	172.533	kN/m²/m¹
Axiale stijfheid	EA	=	4.823.700	4.087.860	kN/m ¹

 Tabel 6.5
 Overzicht eigenschappen AZ38-700 doorgaande wand*

* Om te corrigeren voor het openingspercentage (20%) worden stijfheidseigenschappen gecorrigeerd (-20%).

6.4.5 Eigenschappen groutanker

Het groutanker is in *PLAXIS* gemodelleerd als een node-to-node-anker voor de ankerstaaf, gekoppeld aan een embedded beam row voor het ankerlichaam in de pleistocene zandlaag. Deze methode zorgt ervoor dat interactie tussen het ankerlichaam en het glijvlak in de geotechnische toets wordt meegenomen. In de berekening moet nog wel gecontroleerd worden of er voldoende schachtwrijving is gemodelleerd. Dit gebeurt door na te gaan of de berekende verplaatsing van het groutlichaam kleiner is dan 0,01 m (zie Tabel 6.16). Tabel 6.6 geeft een overzicht van de eigenschappen zoals gemodelleerd in de EEM-berekening. De eigenschappen van het node-to-node-anker hebben betrekking op de ongecorrodeerde doorsnede. Het anker is een lijnelement waarbij sprake kan zijn van lokale corrosie. Daarom wordt de stijfheid niet gereduceerd maar wordt bij de sterktetoets van het anker wel de gecorrodeerde doorsnede getoetst, zie § 6.4.3. Zie Tabel 6.4 voor de eigenschappen van de ankerstang. Ten behoeve van het *PLAXIS*-model zijn in de hierna volgende tabellen de equivalente eigenschappen van het anker en het groutlichaam opgenomen.

Tabel 6 6	Overzicht eigenschannen	ankerstana FFM (node-to	o-node-anker onaecorrodeerd)
1010 010	o reizient eigensenappen	differstang EEn (fiede te	mode anner ongeconoucera/

Eigenschappen			
Axiale stijfheid		kN	1,163E+06
H.o.hafstand	L _{spacing}	m	2,800

 Tabel 6.7
 Overzicht eigenschappen groutlichaam EEM (embedded beam row)

Eigenschappen			
Stijfheid	E	kN/m ²	2,10E+08
Pile type			Predefined
Predefined pile type			Massive circular pile
Diameter		m	0,084
H.o.hafstand	L _{spacing}	m	2,8
Wandwrijving	T _{skin, start, max}	kN/m	190,9
	T _{skin, end, max}	kN/m	190,9

6.4.6 Effect van zakkende grond op damwand en ankerkracht

Het effect van zakkende grond op de constructie kan worden onderverdeeld in de volgende drie aspecten.

- geometrische aanpassing;
- interactie zakkende grond langs damwand;
- zakkende grond op ankerstangen.

6.4.6.1 Geometrische aanpassing

Als gevolg van de zakking van zowel kruin als achterland daalt de geometrie ten opzichte van de maatgevende waterstand. Dit betekent een relatief grotere kerende hoogte tussen het achterland en de buitenwaterstand. Om dit geometrische effect mee te nemen in het ontwerp van de dijkversterking, wordt de ontwerphoogte na 100 jaar gemodelleerd.





Figuur 6.2 Ontwerp geometrie verankerde damwand

6.4.6.2 Interactie zakkende grond en damwand

Om de interactie tussen de zakkende grond en de damwand mee te nemen, is er een aantal specifieke rekenfasen geïntroduceerd, zie ook § 6.5.5. Door zakkende grond zal langs de damwand negatieve kleef ontstaan. Door slappe grondlagen met het SSC-model te laten kruipen wordt deze kleef in dit voorbeeld in rekening gebracht. Voorafgaand aan het aanbrengen van de damwand wordt een eerste kruipfase van 10 jaar uitgevoerd. Volgens § 5.6.1 zal de spanningsinitialisatie onder het talud en nabij de teen bij de huidige *POP*-invoer namelijk in een (fysisch onrealistische) normaal geconsolideerde toestand resulteren. Tijdens de eerste kruipfase nemen de reksnelheden af tot meer reële waarden en kan ook spanningsrotatie en horizontale vervorming optreden. Een tweede kruipafse, van 100 jaar, volgt na het aanbrengen van de damwand. Zoals in § 3.4.6 aangegeven, is er een eenvoudiger alternatief voor kruip: het in rekening brengen van een verticale contractie van de slappe lagen, via de optie 'Volumetric Strains' in *PLAXIS*.

6.4.6.3 Toename ankerkracht als gevolg van zakkende grond op ankers

De verhoging van de ankerkracht door zakkende grond wordt meegenomen door de aanwijzingen in de PPL te volgen. Deze aanwijzingen zijn – met enkele aanpassingen – gebaseerd op de aanbeveling uit de CUR166. Tabel 6.8 geeft de resulterende ankerkrachten weer, zie Bijlage G.2 voor de gedetailleerde berekening. Hierbij wordt voor de schuifsterkte en de zakking van de stang het gemiddelde langs de stang aangehouden. De ankerkracht wordt in de EEM-analyse uitgelezen na de tweede kruipfase (berekeningsfasering *PLAXIS*, Fase 3a), waarna de toename als gevolg van zakkende grond berekend wordt. Deze vergrote kracht wordt in de volgende fase, Fase 3b, toegepast als voorspanning.

Ankerkrachten			
Ankerkracht na bodemdaling (PLAXIS Fase 3a)	F _{fase 3a}	kN/anker	134
Gemiddelde zakking langs ankerstang	U _{y;ank;3a}	m	0,2
Gemiddelde schuifsterkte langs ankerstang	S _{u;ank; 3a}	kPa	25
Toename ankerkracht (zie voor berekening Bijlage E3)	ΔF	kN/anker	520 (416*1,25)
Totale ankerkracht in te voeren als prestress (<i>PLAXIS</i> Fase 3b)	F _{fase 3b}	kN/anker	550

Tabel 6.8Resultaten zakkende grond op ankerstang

6.4.7 Eigenschappen puntveer

Om de optredende ankerkrachten niet te onderschatten wordt er bij een verankerde wand een puntveer met hoge weerstand onder de damwand geschematiseerd, conform § 3.5.5. Deze wordt gemodelleerd als elastisch, met een veerstijfheid EA van 10.000 kN/m. In de constructieve toets is gecontroleerd of de verplaatsing van de puntveer beperkt blijft tot maximaal 0,01 m. Is deze verplaatsing groter dan 0,01 m, dan moet de stijfheid van de puntveer verhoogd worden.

6.5 Opzet eindige-elementenanalyse

6.5.1 Inleiding

Voor de opzet van de EEM-berekening voor een constructief versterkte dijk geldt als startpunt de opzet zoals beschreven voor de groene dijk, zie hoofdstuk 5. In het vervolg van deze paragraaf worden de aanvullende uitgangspunten en aandachtspunten behandeld die specifiek zijn voor het ontwerpen van een dijkversterking met een damwand.

6.5.2 Invoer van de geometrie en bodemopbouw

De constructieve elementen worden gemodelleerd zoals samengevat in Tabel 6.9. In § 4.3 staan de uitgangspunten voor de eigenschappen van de constructieve elementen.

Aan de onderkant van de damwand dient bij installatie van de damwand een puntveer met hoge weerstand en stijfheid gemodelleerd te worden, om de ankerkrachten en normaalkrachten conservatief te bepalen.

Constructie	PLAXIS-model	Interfaces?	Aansluiting
Damwand	Plate	Ja	-
Anker	Node-to-node-anker	Nee	-
Groutlichaam	Embedded beam row	Nee	Met anker: 'free'
Puntveer	Fixed end anchor	-	-

Tabel 6.9	Modelleren	van constructiev	e elementen
100010.2	moucheren	vanconstructiev	cerementen

6.5.3 Invoer van de waterspanningslijnen

Het voorbeeld in dit hoofdstuk betreft een doorlatende damwandconstructie (met openingen). De waterspanningslijnen worden daarom op dezelfde manier ingevoerd als beschreven in hoofdstuk 5: 'Ontwerp groene dijk'. Zou de damwand ondoorlatend zijn, dan moest de ligging van de freatische lijn in de constructief versterkte dijk opnieuw worden bepaald.

6.5.4 Elementennet

Het elementennet wordt net zo gegenereerd als beschreven voor het ontwerp van de groene dijk in hoofdstuk 5 (een medium mesh), met een extra verfijning in de cohesieve grondlagen en rond de constructieve elementen. De grond wordt geschematiseerd door 15-knoops driehoekige elementen (de standaardkeuze in *PLAXIS*). In verband met grote verwachte vervormingen en spanningsconcentraties wordt voor de slappe lagen gebruikgemaakt van een verfijningsfactor van 0,25. Op de constructieve elementen is een factor 0,125 toegepast. De kleur groen in Figuur 6.3 geeft aan waar elementennetverfijning is toegepast.





Figuur 6.3 Mesh-instellingen damwandontwerp

6.5.5 Rekenfasering

De rekenfasering conform § 3.4 en § 3.7 wordt toegepast (Rekenschema B). Daarin wordt de spanningssituatie voorafgaand aan de controle van constructieve sterkte en stabiliteit opgebouwd door middel van karakteristieke grondparameters.

Het effect van bodemdaling op de geometrie wordt meegenomen via de ingevoerde geometrie. Om ook het effect van zakkende grond op de spanningscondities rondom de constructie mee te nemen, is er in dit geval gekozen voor een kruipberekening met het SSC-model. Conform § 3.4.6 worden er twee kruipfasen gemodelleerd: een vóór en een na het aanbrengen van de damwand. De eerste kruipfase beslaat een relatief korte periode van ca. 10 jaar. Deze fase zorgt dat de spanningscondities zich hebben aangepast aan de in werkelijkheid al opgetreden kruip. Na de damwandinstallatie wordt de tweede kruipfase gemodelleerd, om de het effect van de zakking op de spanningstoestand te modelleren. Hiervoor wordt de betreffende planperiode van 100 jaar aangehouden.

Als gevolg van de zakkende grond op de ankerstang zal de ankerkracht toenemen. Deze toename moet worden meegenomen in de berekening en worden bepaald zoals beschreven in de PPL. De toegenomen ankerkracht wordt in het model opgelegd door een voorspanning (prestress) na de bodemdalingsfase toe te passen. De prestress is de som van de ankerkracht uit de *PLAXIS*-berekeningsfase 3a en de toename van de ankerkracht als gevolg van zakkende grond. Zie Bijlage G.2 voor de berekening van deze toename. Zodra de damwand geactiveerd wordt, wordt ook de puntveer onder de damwand geactiveerd. Deze puntveer voorkomt dat de ankerkrachten als gevolg van een overschatting van de verticale verplaatsing van de damwand, worden onderschat.

Achter de damwand treedt bij WBN bezwijken van het binnentalud op. De damwand moet daarbij nog steeds de waterkerende functie kunnen vervullen. Daarom wordt hier een restprofiel geschematiseerd. Conform § 3.5.6 wordt het talud achter de damwand verlaagd tot 1/3e van de kerende hoogte.

Volgens § 3.5.6 moet, om zeker te zijn van voldoende conservatisme, de grondsterkte in de verstoorde zone onder het restprofiel worden gereduceerd tot 70% van de critical state-waarde,. Dit inzicht kwam echter te laat om nog te kunnen worden toegepast in de huidige versie van het voorbeeld.

In Fase 5 (berekeningsfasering *PLAXIS*) moet de grondsterkte worden gereduceerd ten behoeve van de constructieve toets. De sterktereductie moet worden toegepast op de α-waarde (= schuifsterkteratio) en op de sterkte-eigenschappen van de interface. Het is mogelijk om hier een design approach voor te gebruiken (zie § 3.4.3), alleen kunnen daarmee uitsluitend de sterkte-eigenschappen van de schuifsterkteratio worden gereduceerd. Het is daarom noodzakelijk om een extra materiaalset aan te maken met daarin de gereduceerde sterkte-eigenschappen van de interface.

Na de constructieve toetsfase volgt de geotechnische toets middels een φ -c reductie. Conform § 3.5.5 wordt de puntveer daarbij eerst uitgeschakeld in een tussenfase, ten behoeve van een conservatieve controle op het verticaal evenwicht.

6.6 Rekenresultaten en toetsingen

6.6.1 Inleiding

In de volgende subparagrafen wordt het in § 6.4 beschreven ontwerp getoetst op:

- geotechnische stabiliteit;
- constructieve sterkte damwand;
- ankersysteem;
- vervormingen.

De toetsingen worden gebaseerd op de volgende PLAXIS-rekenresultaten.

Tabel 6.10 Resultaten uit PLAXIS-berekening

Toets		Fase (zie § 3.4)	Waarde	Eenheid
Geotechnisch	Stabiliteitsfactor	бb) φ - c reductie	1,28	[-]
Vervormingen	Maximale Verticale zakking kruin (buitenste 3 m kruin)	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	-0,01	[m]
Damwand	Buigend moment	5) Switch SHANSEP constr. toets	628,8	[kNm/m]
	Normaalkracht	5) Switch SHANSEP constr. toets	337,6	[kN/m]
	Dwarskracht	5) Switch SHANSEP constr. toets	260,3	[kN/m]
	Horizontale vervorming damwand	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	0,014	[m]
	Verticale vervorming damwand	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	0,002	[m]
Anker	Ankerkracht	5) Switch SHANSEP constr. toets	1141,8	[kN/anker]
	Vervorming anker (onder- kant groutlichaam)	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	0,008	[m]

In Tabel 6.11 is een overzicht gegeven van het buigend moment, de normaalkracht en de ankerkracht voor de verschillende rekenfasen in de *PLAXIS*-berekening. Na de bodemdalingsfasen (3a en 3b) zijn er al aanzienlijke krachten in de constructie aanwezig. Als gevolg van hoogwater en de sterktereductie nemen het buigend moment en de ankerkracht duidelijk verder toe. De normaalkracht neemt echter nog maar heel beperkt toe. Door de verhoogde waterspanningen is er sprake van enige relaxatie in de ondergrond, met een opwaartse verplaatsing tot gevolg. Hierdoor gaat de grond in mindere mate aan de damwand hangen. De ankerkracht neemt echter wel toe. Deze twee effecten heffen elkaar deels op en leiden tot een relatief beperkte normaalkrachtverhoging.



Fase		Buigend moment [kNm/m']	Normaalkracht [kN/m]	Ankerkracht [kN/m']
Installatie	(2)	25	39	36
Bodemdaling	(3a)	117	235	48
Zakkende grond op ankers	(3b)	273	310	234
WBN	(4a)	381	284	377
Verkeersbelasting	(4b)	397	290	385
Constructieve toets	(5)	629	338	435

Tabel 6.11 Ontwikkeling van moment, normaalkracht en ankerkracht in de verschillende fasen

6.6.2 Bodemdaling

Een belangrijk verschil ten opzichte van de voorheen vigerende OSPW is de manier waarop het verticaal evenwicht wordt berekend onder invloed van zakkende en (tijdens hoogwater) weer zwellende grond. In de huidige aanpak wordt het verticaal evenwicht bepaald bij een spanningstoestand waarbij de schuifspanning in de grond langs de volledige wand uiteindelijk omhoog gericht kan zijn, zolang de (neerwaartse) verticale verplaatsing aan de teen beperkt blijft tot 0,02 m. In de OSPW werd aangenomen dat de schuifspanning in de slappe lagen volledig naar beneden is gericht, dus zonder een beperkte neerwaartse verticale verplaatsing toe te staan. De tussentijdse ontwikkeling van de wandwrijving is voor het uiteindelijke verticale evenwicht niet van belang. De tussentijdse resultaten worden daarom vooral gepresenteerd met het doel om inzicht te geven in wat er, stap voor stap, precies gebeurt binnen de EEM-berekening.

Zoals al gemeld, is het effect van zetting op de spanningstoestand in rekening gebracht door middel van kruip binnen het SSC-model. Figuur 6.4 toont het effect hiervan op de normaalkracht in de damwand en op de schachtwrijving langs de damwand in de verschillende rekenfasen. Wat betreft de schachtwrijving zijn zowel de schuifspanningen aan linker- als aan rechterzijde geplot. De schuifspanning die aan linker-zijde van de wand is getekend, is neerwaarts gericht (negatieve kleef). De schuifspanning aan rechterzijde van de wand is dus opwaarts gericht (draagvermogen).

In de bodemdalingsfasen ontstaan neerwaartse schuifspanningen langs de damwand. Om evenwicht te vinden nemen de opwaarts gerichte schuifspanningen toe in het zand. De negatieve kleef en het draagvermogen vinden zo evenwicht. Als gevolg van de interactie tussen het (relatief steile) talud achter de damwand en de damwand zelf onstaat enig draagvermogen aan de passieve zijde van de damwand, aan de onderkant van het slappelagenpakket. Ter plaatse van het talud aan de bovenkant van de damwand treedt negatieve schachtwrijving op (de grond gaat aan de damwand hangen). Het gewicht van de grond dat aan de damwand hangt werkt niet meer mee als verticale spanning in de daaronder liggende slappe lagen. Dit heeft aan de onderkant van het cohesieve pakket een spanningsafname tot gevolg. Deze spanningsafname zorgt voor enige ontlasting en dus voor een opwaartse schuifspanning. In Figuur 6.5 is de vergelijking gegeven met een berekening op basis van verticale contractie. Daarbij wordt globaal gezien een vergelijkbaar gedrag waargenomen.

Als gevolg van de zakkende grond op de ankerstang (Fase 3b, berekeningsfasering *PLAXIS*) neemt de normaalkracht over de gehele damwand toe. De schuifspanningen in het cohesieve pakket blijven vergelijkbaar met die in Fase 3a, maar om evenwicht te vinden met de toegenomen ankerkracht nemen de schuifspanningen in het zand wel toe. Bij WBN (Fase 4) neemt de ankerkracht verder toe, met een verhoging van de normaalkracht aan de bovenkant van de damwand tot gevolg. In het achterland is bij WBN sprake van een opdrijfsituatie. Dit leidt tot een opwaartse vervorming. Daardoor ontstaat langs de rechterkant van de damwand in het cohesieve pakket een opwaartse schuifspanning. Daardoor neemt de maximale normaalkracht in de damwand iets af.





Effect van bodemdaling bij een kruipberekening Fase 3a (links) is de kruipfase. In Fase 3b (midden) wordt het effect van de zakkende grond op de ankerstang in rekening gebracht als extra ankerkracht. In Fase 4 (rechts) vindt aanpassing van de waterspanningen plaats vanwege de overgang van dagelijkse naar WBN-omstandigheden





Figuur 6.5 Vergelijking tussen schuifspanningen bij volumecontractie en bij kruipberekening na Fase 3a

6.6.3 Geotechnische stabiliteit en verticaal evenwicht

De controle op geotechnische stabiliteit en verticaal evenwicht vindt plaats in Fase 6b, door de karakteristieke grondsterkte (dus zonder materiaalfactor) eerst in Fase 5 te hebben gereduceerd met een schadefactor en een modelfactor en daarna de krachten en momenten af te lezen. De daarbij toegepaste reductiefactor is in totaal 1,23, zie § 6.3.4. Voor de toets op de geotechnische stabiliteit wordt vervolgens nog gecontroleerd of de door *PLAXIS* bepaalde aanvullende stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$ (uit een phi-c-reductie) groter is dan de schematiseringsfactor, die volgens § 6.3.4 gelijk is aan 1,02.

De gevonden $\sum M_{SF}$ voor de aanvullende controle op de schematiseringsfactor is gelijk aan 1,06, wat groter is dan 1,02. De sterktereductie bij instabiliteit is dus 1,06 x 1,23 = 1,30. Het maatgevend glijvlak is weergegeven in Figuur 6.6.

Bij het uitwerken van een volledig constructief ontwerp moet ook de invloed worden onderzocht van de inklemmingsdiepte op zowel de snedekrachten als de geotechnische stabiliteit. Op basis van de geotechnische stabiliteit zou mogelijk een kortere damwand toegepast kunnen worden. Een kortere damwand zorgt echter voor minder inklemming in het pleistocene zand. Daardoor zullen de buigende momenten en ankerkrachten aanzienlijk toenemen, wat uiteindelijk niet leidt tot een optimaal ontwerp. Ook vanuit geotechnische stabiliteit heeft het de voorkeur om de lengte van een verankerde wand niet te minimaliseren.



Figuur 6.6 Maatgevend glijvlak bij geotechnische toets

6.6.4 Constructieve sterkte damwand

6.6.4.1 Inleiding

In onderstaande paragrafen is de constructieve sterktetoets van de damwand beschreven, conform de PPL. In Bijlage G.3 is een volledig overzicht van de constructieve toets opgenomen.

6.6.4.2 Controle op moment en normaalkracht

De rekenwaarden van het buigend moment en van de normaalkracht worden bepaald door de uit de EEM-berekening gevonden waarden in Fase 5 (constructieve toets, bij een grondsterktereductiefactor 1,23) aan te passen als volgt.

$$M_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;dw} \cdot \gamma_{b;str} \cdot M_{s;max;EEM} \Rightarrow 1,25 \cdot 1,0 \cdot 1,12 \cdot 626 = 880 \text{ kNm/m}$$

 $N_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;dw} \cdot \gamma_{b;str} \cdot N_{s;max;EEM} \Rightarrow 1,25 \cdot 1,0 \cdot 1,12 \cdot 338 = 473 \text{ kN/m}$

waarin:

$M_{s:d}$	rekenwaarde van het buigend moment [kNm/m]
fopen	factor openingspercentage [-] (1/(opening per m in de wand=1/0,8=1,25)
Yadd;dw	belastingeffect-factor buigend moment [-]
$\gamma_{b:str}$	schematiseringsfactor voor constructief falen [-]
$M_{s;max;EEM}$	maximaal buigend moment in wand uit de EEM-berekening [kNm/m]
N _{s:d}	rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand [kN/m]
N _{s;max;EEM}	maximale normaalkracht in wand uit de EEM-berekening [kN/m]

De staalspanning wordt getoetst met de hierna volgende formule. Conform de PPL wordt voor het ontwerp van de damwanden en ankers uitsluitend rekening gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen.

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{el;corr;open}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \le f_{y;dw;d} \Rightarrow \frac{880}{0,9 \cdot 3292 \cdot 10^{-6}} + \frac{473}{195 \cdot 10^{-4}} = 321 \cdot 10^3 \le 390 \cdot 10^3 \text{ kPa}$$

waarin:

$\sigma_{s;dw;d}$	rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van wanddoorsnede [kN/m ²]
$M_{s:d}$	rekenwaarde van buigend moment in de wand [kNm/m]
W _{el;corr;open}	elastisch weerstandsmoment wanddoorsnede na corrosie [m ³ /m]. Conform de PPL moet bij
	discontinue wanden nog een extra correctiefactor van 0,9 worden toegepast op het weer-
	standsmoment, in verband met de mogelijke negatieve invloed door het torderen (draaien
	van de planken) direct naast de openingen
$N_{s:d}$	rekenwaarde van de normaalkracht in de wand [kN/m]
A _{corr}	oppervlakte wanddoorsnede na corrosie [m ²]
$f_{y;dw;d}$	rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3 [kN/m ²]
-	

De toets op moment en normaalkracht voldoet, met een unity check van 0,81.



Tabel 6.12Toets op moment en normaalkracht

Toets constructieve sterkte damwand moment + normaalkracht			
Rekenwaarde moment damwand	$M_{s;d}$	[kNm/m']	880,3
Rekenwaarde normaalkracht damwand	N _{s;d}	[kN/m']	472,6
Rekenwaarde spanning damwand	$f_{s;d}$	[N/mm ²]	321,4
Rekenwaarde vloeispanning damwand	$f_{y;d}$	[N/mm ²]	390
Unity check sterkte damwand			0,82

6.6.4.3 Controle op dwarskracht

De controle op dwarskracht gebeurt conform NEN EN1993-5 (NEN, 2008), en middels onderstaande formule. Voor het ontwerp van de damwanden en ankers wordt uitsluitend rekening gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen. Gezien de relatief geringe slankheid van het lijf is een toetsing op plooi niet nodig.

$$V_{s;dw;d} \leq V_{r;dw;d}$$

waarbij:

$$V_{r;dw;d} = \frac{A_{v;corr} f_{y;dw;d}}{\sqrt{3}} \qquad V_{s;dw;d} = f_{open\gamma_{b;str}V_{s;max;EEM}}$$

waarin:

$V_{s;dw;d}$	rekenwaarde dwarskracht damwand [kN/m']
$V_{r;dw;d}$	rekenwaarde dwarskrachtcapaciteit damwand [kN/m']
$A_{v;corr}$	afschuifoppervlakte lijf na corrosie [m ³]
$f_{v;dw;d}$	rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3 [kN/m ²]
, f _{open}	factor openingspercentage [-]
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructief falen [-]

De toets op dwarskrachtcapaciteit voldoet ruim, met een unity check van 0,20.

Tabel 6.13	Toets op dwarskracht				
Toets cons	tructieve sterkte damwand dv	warskracht			
Rekenwaar	de dwarskracht damwand	V _{s;d}	[kN/m']	291,5	
Rekenwaar	de dwarskrachtcapaciteit	V _{r;d}	[kN/m']	1383,1	
Unity check	sterkte damwand dwarskrach	nt		0,21	

6.6.4.4 Controle op knik

Omdat de damwand zowel op buiging als op normaalkracht belast wordt, wordt er ook een toets op knik uitgevoerd, conform NEN EN1993-5 art. 5.2.3. Als gevolg van de relatief grote normaalkracht en het buigend moment, in combinatie met de grote lengte van de damwand, is knik maatgevend voor het constructief ontwerp van de damwand. In Bijlage G.4 is deze toets nader uitgewerkt.

Hierbij wordt opgemerkt dat knik conform NEN EN1993-5 uitgaat van een grondkerende damwand. Bij langsconstructies gaat het veelal om een volledig ingebedde wand, de toets conform NEN EN1993-5 is daarvoor naar verwachting conservatief.

Na het opstellen van dit voorbeeld is in versie 1.2 van de PPL in § 11.7.5 een afwijkende knikcontrole voorgeschreven.

Tabel 6.14	Toets op knik	
Toets knik		
Unity chec	k sterkte knik	0,99

6.6.5 Ankersysteem

De rekenwaarde van de kracht in de verankering wordt bepaald door de uit de EEM-berekening afgelezen waarde te vermenigvuldigen met een totale correctiefactor. Deze correctiefactor is voor de ankerstang en het groutlichaam verschillend. Door de rekenfasering in de EEM is het effect van zakkende grond op het anker impliciet meegenomen.

$$F_{A;st;d} = \gamma_{b;ank} \cdot \gamma_{add;ank} \cdot F_{A;max;EEM} = 1,08 \cdot 1,25 \cdot 1218 = 1645 \text{ kNm/m}$$

$$F_{A;grt;d} = \gamma_{b;ank} \cdot \gamma_{add;grt} \cdot F_{A;max;EEM} = 1,08 \cdot 1,10 \cdot 1218 = 1447 \text{ kNm/m}$$

waarin:

$F_{A;st;d}$	rekenwaarde ankerkracht voor controle ankerstang [kN]
$F_{A;grt;d}$	rekenwaarde ankerkracht voor controle groutlichaam [kN]
Yadd;ank	belastingeffect-factor ankerstang 1,25 [-]
Yadd:grt	belastingeffect-factor groutlichaam 1,1 [-]
Yb:ank	schematiseringsfactor voor constructief falen ankersysteem [-]
$F_{A;max;EEM}$	maximale ankerkracht EEM-analyse (constructieve toetsfase) [kN]

6.6.5.1 Constructieve sterkte ankerstang

In lijn met de PPL wordt de constructieve sterkte van de ankerstang getoetst conform CUR166:

$$F_{t;RD} \leq \min\left(F_{tt;Rd}, F_{tg;Rd}\right) = \min\left(0, 9\frac{f_{ua}A_s}{\gamma_{M2}}, \frac{A_sf_y}{\gamma_{M0}}\right)$$

waarin:

rekenwaarde van de sterkte van de ankerstaaf $F_{t:Rd}$ breuksterkte ankerstang [kN] $F_{tt;Rd}$ vloeisterkte ankerstang [kN] $F_{tg;Rd}$ karakteristieke treksterkte van het ankerstaal [kN/m²] f_{ua} (netto) staaldoorsnede van de schroefdraadverbinding [m²] A_{s} materiaalfactor sterkte schroefdraadverbinding = 1,25 [-] γ_{M2} karakteristieke vloeigrens ankerstaal [kN/m²] f_v materiaalfactor vloeisterkte staal = 1,00 [-] γ_{M0}



6.6.5.2 Weerstand groutlichaam

De controle op de uittrekkracht van het groutlichaam is in dit voorbeeld nog uitgevoerd met de partiële factoren volgens de CUR166. De gecombineerde partiële factor voor belasting en weerstand is dan: 1,1*1,2=1,32. § 11.8 van de PPL schrijft echter een controle voor volgens de NEN9997-1. De totaal in rekening te brengen gecombineerde factor is dan 1,35. Na het opstellen van dit voorbeeld is in versie 1.2 van de PPL in § 11.7.5 een afwijkende knikcontrole voorgeschreven.

De geotechnische weerstand van het groutlichaam wordt getoetst conform CUR166. Hierbij wordt rekening gehouden met een q_c -reductie als gevolg van de verhoogde grondwaterstand bij WBN. Verder wordt aangenomen dat tijdens de uitvoering controleproeven plaatsvinden op alle ankers.

$$F_{s;gr;d} \le R_{ULS;d}$$

met:

$$R_{ULS;d} = \frac{R_{ULS;k}}{\gamma_{a;ULS}}$$
$$R_{ULS;k} = \frac{\left(R_{ULS;m}\right)_{\min}}{\xi_{ULS}}$$

waarin:

R _{ULS:d}	rekenwaarde geotechnische weerstand groutlichaam [kN]
$R_{ULS;k}$	karakteristieke waarde geotechnische weerstand groutlichaam [kN]
$\gamma_{a;ULS}$	partiële factor = 1,2 [-]
$R_{ULS;m}$	gemeten weerstand anker door middel van proefbelastingen [kN]
ξ_{ULS}	correlatiefactor = 1,00 [-], alle ankers worden beproefd (NEN9997-1 tabel A.20)

In het ontwerp wordt de houdkracht van het groutlichaam ($R_{ULS;m}$) bepaald conform tabel 7.2 van de CUR166, deel 1. Voor de situatie bij WBN wordt de q_c voor de houdkracht gereduceerd voor de afname van de effectieve spanning bij deze waterstand.

$$R_{a;min} = \alpha_t \cdot O \cdot L_a q_{c;gen}$$

waarin:

 $R_{a:min}$ een indicatie van de minimale houdkracht [kN]

 α_t schachtwrijvingsfactor = 0,015 [-]

O omtrek groutlichaam [m]

La lengte van groutlichaam in de zandlaag [m]

 $q_{c;gem}$ gemiddelde conusweerstand in de zandlaag over het verankeringsdeel [kPa]

Hierbij is de $q_{c;gem}$ bepaald voor de situatie bij WBN op basis van de initiële conusweerstand conform de volgende formule.

$$q_{c,gem} = \sqrt{\frac{\sigma'_{v,WBN}}{\sigma'_{v,init}}} \cdot q_{c,ini}$$

6.6.5.3 Toets ankeruitval

De herverdelingscapaciteit van de constructie moet geverifieerd worden. Uitgangspunt voor de toets op ankeruitval is de representatieve belasting, volgend uit rekenfase Fase 4b (berekeningsfasering *PLAXIS*). In deze berekende ankerkracht zit al het effect van zakkende grond op ankerstangen.

6.6.5.4 Constructieve sterkte gording

Het ontwerp van de gording is geen onderdeel van de uitwerking van dit voorbeeld. Aandachtspunten en randvoorwaarden voor dit ontwerp zijn opgenomen in de PPL.

6.6.5.5 Resultaten toetsen ankersysteem

Voor de uitgebreide toetsing van het ankersysteem zie Bijlage E. Het ankersysteem voldoet aan de verschillende toetsen voor gevallen met zowel als zonder ankeruitval.

Toets constructieve sterkte ankerstang					
Rekenwaarde ankerkracht	E _{ULS;d}	[kN]	1645		
Rekenwaarde ankerkracht bij ankeruitval	E_{rep} x 1,5	[kN]	1617		
Rekenwaarde sterkte ankerstang	$R_{t;d}$	[kN]	1849		
Unity check sterkte ankerstang 0,89					
Toets weerstand groutlichaam					
Rekenwaarde ankerkracht	E _{ULS;d}	[kN]	1447		
Rekenwaarde geotech weerstand groutlichaam	R _{ULS;d}	[kN]	1511		
Unity check weerstand groutlichaam			0,96		
Rekenwaarde ankerkracht bij ankeruitval	<i>Е_{rep}</i> х 1,5	[kN]	1617		
Rep geotech weerstand groutlichaam	R _{rep}	[kN]	1813		
Unity check weerstand groutlichaam bij ankeruitval 0,89					

Tabel 6.15Toets ankersysteem

6.6.6 Vervormingen

Conform de hoofdstukken 2 en 3 worden de vervormingen van constructief versterkte dijken berekend bij de 'Waterstand bij Norm' (WBN, gelijk aan MHW) en bij lage karakteristieke waarde van de grondstijfheid en grondsterkte. Zonder aanvullende eisen of maatregelen is maximaal 0,1 m kruindaling toegestaan over een kruinbreedte van minimaal 3 m, en maximaal 0,1 m horizontale damwandverplaatsing aan de top, rekening houdend met een factor op deze verplaatsing van 1,3. Deze vervormingen zijn alleen het gevolg van hoogwateromstandigheden, in combinatie met verkeersbelasting. Vervormingen als gevolg van de bouwfase en bodemdalingsfasen worden hierbij niet meegenomen. Het betreft dus alleen de som van de vervormingen in Fase 4a en Fase 4b, conform § 3.4.8.

In onderstaande tabel zijn de resulterende vervormingen weergegeven. Aan de twee eisen wordt ruimschoots voldaan.



Tabel 6.16Toets vervormingen

Toets vervormingen			Max	
Zakking kruin*	u _{y;kruin}	[m]	0,1	0,005
Horizontale vervorming damwand*	$u_{dw;x}$	[m]	0,1	0,002
Verplaatsing anker	u _{ank;max}	[m]	0,01	0,008

* Inclusief factor 1,3 op de berekende vervormingen.

6.6.7 Nauwkeurigheidscontroles

Conform § 3.6.2 dient aangetoond te worden dat een fijner elementennet of een scherper nauwkeurigheidscriterium geen significante invloed heeft op de uitkomst.

In de basisberekening wordt gebruikgemaakt van een medium global mesh, met een beperkte lokale verfijning rondom de constructieve elementen. Met een extra berekening met een fine global mesh is gecontroleerd of dit voldoende fijn is. Daarnaast is een extra berekening gemaakt met een scherpere tolerated error van 0,005. In onderstaande tabel zijn de resultaten gegeven. De verschillen in de berekende krachten en vervormingen zijn minimaal. Er is wel significante invloed op de berekende stabiliteitsfactor. De nauwkeurigheidscontrole laat zien dat in de basisberekening meer verfijning rondom de damwand toegepast had moeten worden. De basisberekening is voor geotechnische stabiliteit echter het meest conservatief en het resultaat van de basisberekening mag daarom aangehouden worden.

Fase	Damwandmoment (UGT) [kN/m]	Max. damwand- vervorming (BGT) [m]	Ankerkracht (UGT) [kN]	Stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$
Basis	613,2	0,038	1146	1,30
Fine mesh	613,1	0,037	1147	1,39
<i>Tolerated error</i> = 0,005	619,6	0,042	1157	1,38

Tabel 6.17 Nauwkeurigheidscontroles





7 Ontwerp onverankerde damwand

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk is een rekenvoorbeeld uitgewerkt van het ontwerp van een onverankerde damwand. De gebruikte schematisering is aangepast ten opzichte van die uit de vorige hoofdstukken waarin voorbeelden van ontwerpen voor een groene dijk en van een verankerde damwand werden beschreven.

7.2 Aannames, randvoorwaarden en afbakening

De schematisering voor de onververankerde damwand houdt, net als die voor vernagelingstechnieken, een hoger niveau aan van de pleistocene zandlaag. Ook is de stijghoogte aangepast, zodat opdrijven niet optreedt. De reden hiervoor is dat de case Bergambacht zowel opdrijven als een fors stabiliteitstekort kent. Een reguliere onverankerde damwand zal bij het grote stabiliteitstekort en het optreden van een restprofiel naar verwachting niet geschikt zijn, vanwege de grote wandbelasting en daarmee gepaard gaande grote vervormingen. De aangepaste schematisering is beschreven in § 4.6 en § 4.10.7.

De uitwerking van het voorbeeld in dit hoofdstuk is afgebakend: de constructieve detaillering van doorgaande gordingen, scharnierende ankers, drainagevoorziening etc. zijn niet behandeld. Zie de PPL voor aanwijzingen en voorbeelden op dat gebied.

De PPL is opgesteld nadat het voorbeeld in dit hoofdstuk al was uitgewerkt. Daardoor wijkt het voorbeeld met betrekking tot de in rekening gebrachte corrosietoeslag af § 5.7.3 van de PPL.

7.3 Partiële factoren

De partiële factoren ten behoeve van het ontwerp van de onverankerde damwand zijn overgenomen van het ontwerp van de verankerde damwand, zie § 6.3.

Strikt genomen moeten de schematiseringsfactoren nog wel opnieuw worden afgeleid. In het voorbeeld hier is dit niet gedaan, maar zijn dezelfde factoren aangehouden als voor de verankerde damwand.

Voor een onverankerde damwand dient dezelfde faalkansverdeling te worden gehanteerd als voor de verankerde wand: 33% constructief bezwijken damwand, 33% geotechnisch bezwijken. De resterende 33% wordt niet toegekend.

Voor de volledigheid en leesbaarheid geven onderstaande tabellen een overzicht van de resulterende partiële factoren. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de factoren die als grondsterktereductie moeten worden meegenomen en de factoren die achteraf moeten worden toegepast op de effecten (moment/kracht/verplaatsing).

Tabel 7.1Partiële factoren toe te passen als grondsterktereductie

Toets	Schadefactor γ_n	Modelfactor γ_d	Totale sterktereductie
Geotechnisch – GEO Constructief – STR;DW	1,16	1,06	1,23

Toets	Schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo}$	Te behalen stabiliteitsfactor		
Geotechnisch – GEO	1,02	1,02		

Tabel 7.2 Verdere arondsterktereductie (minimaal te behalen stabiliteitsfactor voor de geotechnische stabiliteit)

Tabel 7.3 Partiële factoren toe te passen op de effecten

Toets	Schematiseringsfactor १ _७	Belastingeffect-factor १ _{add}	Totale factor
Moment, normaalkracht en dwarskracht	$\gamma_{b;str;dw} = 1,12$	$\gamma_{add;dw} = 1,0$	1,12
Verplaatsing		$\gamma_{add;dis} = 1,3$	1,3

7.4 **Schematisering**

7.4.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen

Net als voor de verankerde stalen damwand, wordt voor de onverankerde stalen damwand alleen het geometrisch profiel na 100 jaar beschouwd. De reden daarvoor is dat deze situatie vanwege de afgenomen staaldoorsnede als gevolg van corrosie, maatgevend zal zijn. Voor situaties met een ander type constructie (bijvoorbeeld een betonconstructie) en/of grote ophogingen is dit niet zo evident; de situatie bij oplevering kan dan ook maatgevend zijn. Het dijkprofiel, de bodemopbouw en de waterstanden zijn overgenomen uit de algemene ontwerpuitgangspunten (hoofdstuk 4).

Zoals ook in deze uitgangspunten staat benoemd, is een hoger niveau van de pleistocene zandlaag aangehouden (zie § 4.6). Dit is noodzakelijk omdat anders het stabiliteitstekort niet oplosbaar is met een onverankerde damwand. Tevens is de stijghoogte in het achterland verlaagd, zie § 4.10.7.

Het gekozen verloop van de freatische lijn in de dijk onder WBN-omstandigheden is gelijk aan het verloop in een dijk met verankerde damwand, uitgaande van een openingspercentage van 20%, zie § 6.4.1.

Tabel 7.4 en Figuur 7.1 tonen een overzicht van de belangrijkste kenmerken en eigenschappen van het uiteindelijke damwandontwerp, zoals iteratief bepaald binnen het ontwerpproces.

Tabel 7.4 Overzicht eigenschappen ontwerp onverankerae damwana				
Eigenschappen ontwerp onverankerde wand				
Opdrijven/opbarsten?	Nee			
Restprofiel?	Nee			
Openingspercentage damwand [%]	20			
Factor openingspercentage	1,25			
Locatie damwand	Binnentalud			
Type damwand	AZ36-700N			



Eigenschappen ontwerp onverankerde wand			
13,5			
2,0			
-11,5			
4			





Voor de krachtswerking zou de binnenteen de voorkeurspositie zijn, aangezien de krachten in de damwand in die belastingssituatie daar het laagst zijn. Het dijktalud achter de damwand is dan echter niet voldoende stabiel. Achter de damwand ontstaat een ondiep glijvlak dat niet voldoet aan de stabiliteitseis (bezwijken treedt op in constructieve toetsfase, *SF*<1,0), zie ook Figuur 7.2. Door de damwand 5 m in de richting van de kruin te verplaatsen wordt een glijvlak achter de damwand voorkomen en wordt voldaan de stabiliteitseis, zie § 7.6.2.



Figuur 7.2 Glijvlak achter damwand, SF<1,0 (bij damwand in de teen van de dijk)

7.4.2 Grondparameters

De aangehouden grondparameters zijn gelijk aan die voor de verankerde damwand, zie § 6.4.2. In tegenstelling tot hetgeen is toegepast bij de verankerde damwand, wordt in de constructieve toetsfase een hoge karakteristieke stijfheid van het zand toegepast (zie ook § 3.4.9). Hiervoor worden de stijfheidsparameters van het zand met een factor 2,25¹⁴ verhoogd.

7.4.3 Corrosietoeslag

In de sterktetoets van damwand is het effect van corrosietoeslagen op de damwanddoorsnede meegenomen conform het protocol dat vigerend is sinds 2016 (Helpdesk Water, 2015).

- Damwanden (100 jaar):
 - (1) Ongeroerde schone grond, permanent beneden de grondwaterspiegel: 2x2,4 mm (dubbelzijdig);
 - (2) Geroerde grond of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel: 4,4 mm (dubbelzijdig).

7.4.4 Eigenschappen damwand

In Tabel 7.5 staat een overzicht van de gecorrodeerde damwandeigenschappen van het AZ36-700N profiel voor een doorgaande wand. In dit voorbeeld betreft het een discontinue wand met een openingspercentage van 20%. Om het stijfheidsgedrag juist te modelleren wordt daarom gerekend met gereduceerde sterkte- en stijfheidseigenschappen (-20%). Conform de PPL (maar afwijkend van de NEN EN1993-5 (NEN, 2008)) worden klasse II-profielen getoetst op het elastisch weerstandsmoment en niet op het plastisch weerstandsmoment.

Eigenschappen			Initieel	Gecorrodeerd (2,4 mm)	
Doorsnede oppervlakte	A	=	215,7	180,7	cm²/m¹
Elastisch weerstandsmoment	W_{el}	=	3.600	3.090	cm ³ /m ¹
Traagheidsmoment	Ι	=	89.740	77.026	cm ⁴ /m ¹
Buigstijfheid	EI	=	188.454	161,755	kNm²/m¹
Axiale stijfheid	EA		4.529.700	3.793.860	kN/m ¹

Tabel 7.5 Overzicht eigenschappen AZ36-700N doorgaande wand*

*Om te corrigeren voor het openingspercentage (20%) worden de stijfheidseigenschappen gecorrigeerd (-20%).

7.4.5 Effect van zakkende grond op de damwand

Het effect van zakkende grond op de onverankerde damwand wordt op dezelfde manier meegenomen als bij de verankerde damwand, zie ook § 6.4.6. Dit betreft zowel de geometrische aanpassing als de interactie met zakkende grond langs de damwand.

7.4.6 Eigenschappen puntveer

Aangezien het een onverankerde damwand betreft kunnen ankerkrachten niet onderschat worden en is het niet nodig een puntveer onder de wand te modelleren.

¹⁴ Om van de lage karakteristieke stijfheid naar de verwachtingswaarde te gaan, dient een factor 1,5 toegepast te worden. Om van de verwachtingswaarde naar de hoge karakteristieke stijfheid te gaan, wordt nogmaals een factor 1,5 toegepast.



7.5 Opzet eindige-elementenanalyse

In de basis is de opzet van de eindige-elementenanalyse voor de onverankerde damwand gelijk aan die van de verankerde damwand, zie § 6.5. Alleen voor het elementennet zijn een aantal kleine aanpassingen gemaakt.

Voor een onverankerde damwand is de meshfijnheid rondom de damwand in het zand extra belangrijk. Daarom is hier een extra meshverfijning toegepast door op de damwand in het zand een lokale meshverfijning van 0,05 toe te kennen. In Figuur 7.4 is het resulterende elementennet weergegeven. De lokale verfijning van de mesh rondom de damwand in het zand is daar duidelijk te zien.



Figuur 7.3 Mesh-instellingen damwandontwerp



Figuur 7.4 Resulterend elementennet voor ontwerp onverankerde damwand

7.6 Rekenresultaten en toetsingen

7.6.1 Inleiding

In de volgende subparagrafen is het in § 7.4 beschreven ontwerp getoetst op:

- geotechnische stabiliteit;
- constructieve sterkte damwand;
- vervormingen.

De toetsingen zijn gebaseerd op de *PLAXIS*-rekenresultaten uit Tabel 7.6. De tabel bevat de berekeningsresultaten met zowel een lage karakteristieke stijfheid van het zand als een hoge karakteristieke stijfheid. Voor de toetsing is de meest conservatieve waarde van deze twee analyses gehanteerd.
Toets		Fase (zie § 3.4)	Waarde	Eenheid
Geotechnisch	Stabiliteitsfactor	6b) Safety-analyse	1,07	[-]
Vervormingen	Maximale verticale zakking kruin (buitenste 3 m kruin)	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	-0,009	[m]
	Horizontale vervorming buitenteen	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	0,022	[m]
	Horizontale vervorming binnenteen	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	0,034	[m]
Damwand	Buigend moment	5) Switch SHANSEP constr. toets	681,3	[kNm/m]
	Normaalkracht	5) Switch SHANSEP constr. toets	-43,0	[kN/m]
	Dwarskracht	5) Switch SHANSEP constr. toets	293,0	[kN/m]
	Horizontale vervorming damwand	4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting	0,051	[m]

Tabel 7.6 Resultaten uit PLAXIS-berekening

In Tabel 7.7 is een overzicht gegeven van het buigend moment en de normaalkracht voor de verschillende rekenfasen in de *PLAXIS*-berekening (lage karakteristieke stijfheid zand). Na de bodemdalingsfase (Fase 3) zijn er al aanzienlijke krachten in de constructie aanwezig. Als gevolg van hoogwater en de sterktereductie neemt het buigend moment duidelijk verder toe.

De normaalkracht in de damwand ontstaat in de bodemdalingsfase: de grond gaat aan de damwand hangen. Naarmate de belasting op de damwand toeneemt als gevolg van hoogwater, verkeersbelasting en de constructieve toets, neemt de normaalkrach enigszins af – de damwand wil meevervormen met het glijvlak.

Fase		Buigend moment [kNm/m']	Normaalkracht [kN/m]
Installatie	(2)	7	-10
Bodemdaling	(3)	268	-61
WBN	(4a)	295	-62
Verkeersbelasting	(4b)	348	-50
Constructieve toets	(5)	681	-43

Tabel 7.7Ontwikkeling van moment en normaalkracht in de verschillende fasen

7.6.2 Geotechnische stabiliteit en verticaal evenwicht

De controle op geotechnische stabiliteit en verticaal evenwicht vindt plaats in Fase 6. In Fase 5 is eerst de karakteristieke grondsterkte (dus zonder materiaalfactor) gereduceerd met de schadefactor en modelfactor, waarna de krachten en momenten zijn afgelezen. De daarbij toegepaste reductiefactor is in totaal



1,23, zie § 7.3. Voor de toets op de geotechnische stabiliteit is vervolgens in Fase 6 nog gecontroleerd of de door *PLAXIS* bepaalde aanvullende stabiliteitsfactor $\sum M_{sf}$ (uit een safety-analyse) groter is dan de schematiseringsfactor, die volgens § 7.3 gelijk is aan 1,02.

De gevonden $\sum M_{sf}$ voor de aanvullende controle op de stabiliteit is gelijk aan 1,07, wat groter is dan 1,02. Het maatgevend glijvlak is weergegeven in Figuur 7.5.



Figuur 7.5 Maatgevend glijvlak bij geotechnische stabiliteitstoets

7.6.3 Constructieve sterkte damwand

7.6.3.1 Inleiding

In onderstaande paragrafen is de constructieve sterktetoets van de damwand beschreven, conform de PPL.

7.6.3.2 Controle op moment en normaalkracht

De rekenwaarden van het buigend moment en van de normaalkracht zijn bepaald door de uit de EEM-berekening gevonden waarden in Fase 5 (Constructieve toets, bij een grondsterktereductiefactor 1,23 conform Tabel 7.1) aan te passen als volgt.

$$M_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;dw} \cdot \gamma_{b;str} \cdot M_{s;max;EEM} \Rightarrow 1,25 \cdot 1,0 \cdot 1,12 \cdot 681,3 = 954 \text{ kNm/m}$$

$$N_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;dw} \cdot \gamma_{b;str} \cdot N_{s;max;EEM} \Rightarrow 1,25 \cdot 1,0 \cdot 1,12 \cdot 43 = 60 \text{ kNm/m}$$

waarin:

$M_{s:d}$	rekenwaarde van het buigend moment [kNm/m]
fopen	factor openingspercentage [-] (1/(opening per m in de wand)=1/0,8=1,25)
Yadd;dw	belastingeffect-factor buigend moment [-]
$\gamma_{b:str}$	schematiseringsfactor voor constructief falen [-]
$M_{s;max;EEM}$	maximaal buigend moment in wand uit de EEM-berekening [kNm/m]
$N_{s;d}$	rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand [kN/m]
N _{s:max:EEM}	maximale normaalkracht in wand uit de EEM-berekening [kN/m]

De staalspanning wordt getoetst met de hierna volgende formule. Conform de PPL wordt voor het ontwerp van de damwanden uitsluitend rekening gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen.

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{el;corr;open}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \le f_{y;dw;d} \Rightarrow \frac{954}{0,9 \cdot 3090 \cdot 10^{-6}} + \frac{60}{181 \cdot 10^{-4}} = 346 \cdot 10^3 \le 355 \cdot 10^7 \,\mathrm{kPa}$$

waarin:

 $\begin{array}{ll} \sigma_{s;dw;d} & \mbox{rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van wanddoorsnede [kN/m^2] \\ M_{s;d} & \mbox{rekenwaarde van buigend moment in de wand [kNm/m] \\ elastisch weerstandsmoment wanddoorsnede na corrosie [m^3/m]. Conform de PPL moet bij \\ discontinue wanden nog een extra correctiefactor van 0,9 worden toegepast op het weer$ standsmoment, in verband met de mogelijke negatieve invloed door het torderen (draaien $van de planken) direct naast de openingen \\ N_{s;d} & \mbox{rekenwaarde van de normaalkracht in de wand [kN/m] \\ A_{corr} & \mbox{oppervlakte wanddoorsnede na corrosie [m^2] \\ f_{y;dw;d} & \mbox{rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3 [kN/m^2] \end{array}$

De toets op moment en normaalkracht voldoet, met een unity check van 0,98.

Tabel 7.8	Toets op moment en normaalkracht				
Toets constructieve sterkte damwand moment + normaalkracht					
Rekenwaa	rde moment damwand	$M_{s;d}$	[kNm/m']	953,8	
Rekenwaa	rde normaalkracht damwand	N _{s;d}	[kN/m']	60,2	
Rekenwaa	rde spanning damwand	$f_{s;d}$	[N/mm ²]	346,3	
Rekenwaa	rde vloeispanning damwand	$f_{y;d}$	[N/mm ²]	355	
Unity cheo	k sterkte damwand			0,982	

7.6.3.3 Controle op dwarskracht

De controle op dwarskracht gebeurt conform de aanpak beschreven in § 6.6.4.3. De toets op dwarskrachtcapaciteit voldoet ruim, met een unity check van 0,26.

Tabel 7.9	Toets op dwarskracht				
Toets cons	structieve sterkte damwand dv	varskracht			
Rekenwaa	rde dwarskracht damwand	V _{s;d}	[kN/m']	328,2	
Rekenwaa	rde dwarskrachtcapaciteit	V _{r;d}	[kN/m']	1241,8	
Unity chec	k sterkte damwand dwarskrach	t		0,26	



7.6.3.4 Controle op knik

In het geval van de onverankerde wand is de normaalkracht erg klein. Conform NEN EN1993-5 art. 5.2.3 (1) is een toets op knik dan niet nodig.

7.6.3.5 Constructieve sterkte gording

Conform de PPL moet ook bij een onverankerde discontinue wand een gording toegepast worden. Aangezien de horizontaalkracht op gordingsniveau feitelijk nul is, kan via verschillen in de belasting geen moment vastgesteld worden. De PPL geeft aanwijzingen voor de manier waarop hiermee omgegaan moet worden. De verdere detaillering van de gording is geen onderdeel van de uitwerking van dit voorbeeld. Aandachtspunten en randvoorwaarden voor dit ontwerp zijn opgenomen in de PPL.

7.6.4 Vervormingen

7.6.4.1 Standaardcontrole

Conform hoofdstuk 2 en 3 worden de vervormingen bij constructief versterkte dijken berekend bij de 'Waterstand bij Norm' (WBN, gelijk aan MHW) en bij lage karakteristieke waarde van de grondstijfheid en grondsterkte. Zonder aanvullende eisen of maatregelen is maximaal 0,1 m kruindaling toegestaan over een kruinbreedte van minimaal 3 m, en maximaal 0,1 m horizontale damwandverplaatsing aan de top. Daarbij dient een modelfactor van 1,3 toegepast te worden op de berekende verplaatsing. Deze vervormingen zijn alleen het gevolg van hoogwateromstandigheden, in combinatie met verkeersbelasting. Vervormingen als gevolg van de bouwfase en bodemdalingsfasen worden hierbij niet meegenomen. Het betreft dus alleen de som van de vervormingen in Fase 4a en Fase 4b, conform § 3.4.8.

In onderstaande tabel zijn de resulterende vervormingen weergegeven. Aan alle vervormingseisen wordt dus voldaan.

Toets vervormingen			Мах	
Zakking kruin*	u _{y;kruin}	[m]	0,1	0,012
Horizontale vervorming damwand*	$u_{dw;x}$	[m]	0,1	0,066
Verschilvervorming binnenteen buitenteen	$u_{\Delta x;teen}$	[m]	0,1	0,016

Tabel 7.10Toets vervormingen

* Inclusief factor 1,3 op de berekende vervormingen.

7.6.4.2 Toets op maat

Zoals in Tabel 7.10 is te zien, wordt in dit geval voldaan aan alle vervormingseisen. Een toets op maat voor het toestaan van grotere vervormingen is dus niet nodig. Maar in de praktijk zullen er voor onverankerde damwanden ook veel situaties zijn waarin niet aan de vervormingseisen wordt voldaan. Om hiervoor wel een voorbeeld te geven, is ook voor de onverankerde damwand een toets op maat uitgewerkt (om niet aan de vervormingen te voldoen is een (fictieve) sterktereductie van 1,15 toegepast).

Het vervormingsbeeld voor de onverankerde damwand is weergegeven in Figuur 7.6 tot en met Figuur 7.8. De zakking van de kruin voldoet aan de gestelde eisen (65*1,3=85 mm). De horizontale verplaatsing van de top van de damwand voldoet echter niet (182*1,3=237 mm). Daarbij wordt het talud onder de damwand aangeduwd, terwijl het talud achter de damwand relaxatie vertoond. Aangezien de horizontale vervorming van de kop van de damwand niet voldoet, moet er een vervormingstoets op maat uitgevoerd worden. Daarbij wordt de dijk op een viertal¹⁵ aspecten beoordeeld en worden eventuele maatregelen vastgesteld, zie Tabel 7.11.

Omschrijving	Vervormingsgedrag	Maatregelen nodig
Buitentalud (grasbekleding)	Absolute vervormingen < 10 cm. Rekken < 1% (extensie).	Geen grote vervormingen of rekken op het buitentalud berekend. In combinatie met een grasbekleding is dit toelaatbaar en zijn er dus geen maatregelen nodig op het buitentalud.
Kruin	Verticale kruinvervorming buitenste 3 m < 10 cm. Maximale kruinvervorming 17 cm (ter plaatse van bovenbelasting. Deviatorische rekken ca. 4 à 7%.	Buitenkruin blijft op hoogte, mogelijk wel scheurvorming op de kruin met als gevolg mogelijk extra indringing. Maatregel: rekening houden met verhoogde freatische lijn in kern (WBN doortrekken tot binnenkruinlijn).
Bekleding binnentalud	Verschilverplaatsingen ter plaatse van de aansluiting met de damwand.	Mogelijk scheurvorming op het binnentalud: overslag beperken tot 0,1 l/s/m.
Piping	Aan de passieve (polder)zijde van de damwand wordt de grond aangedrukt. Aan de buiten-(water)zijde van de	Aangezien de cohesieve lagen in het achterland aangedrukt worden zal hier geen (nieuw) in- of uittrede punt ontstaan.
	damwand ontstaan lokale rekken in de ondergrond, maar de damwand blijft aangedrukt worden (er zijn geen trekspanningen).	Achter de damwand is er geen extensie over de volledige hoogte. Daardoor kan er geen verticale zandmeevoerende wel ontstaan. Daarnaast wordt ruimschoots aan het heave- criterium voldaan, dus zijn er geen maatregelen tegen piping nodig.

Tabel 7.11Vervormingstoets op maat



Figuur 7.6 Vervormingsgedrag (10 x vergroot)

¹⁵ Per case moet beoordeeld worden of er nog aanvullende eisen zijn, bijvoorbeeld met betrekking tot kabels en leidingen, evacuatieroutes, etc.





Figuur 7.7Overzicht deviatorische rekken (extensie, rood = 5% rek)







```
Vervormingen
```

7.6.5 Nauwkeurigheidscontroles

Conform § 3.6.2 dient aangetoond te worden dat een fijner elementennet of een scherper nauwkeurigheidscriterium geen significante invloed heeft op de uitkomst.

In de basisberekening is gebruikgemaakt van een fine global mesh, met een lokale verfijning rondom de constructieve elementen. Middels een extra berekening met een very fine global mesh is gecontroleerd of dit voldoende fijn is. Daarnaast is een extra berekening gemaakt met een scherpere tolerated error van 0,005. In onderstaande tabel zijn de resultaten toegevoegd. Daaruit blijkt dat de verschillen minimaal zijn en dat de basisberekening dus voldoende nauwkeurig is.

Tabel 7 12	Nauwkeuriaheidscontrole	c
100017.12	Nuuwkeungneiuscontioles	2

	Damwandmoment (UGT) [kN/m]	Max. damwand- vervorming (BGT) [m]	Stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$
Basis	681,3	0,051	1,07
Very fine mesh	683,3	0,048	1,06
<i>Tolerated error</i> = 0,005	691,6	0,052	1,07



Figuur 7.9 Elementennet (very fine)



8 Ontwerp onverankerde diepwand

8.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een voorbeeld uitgewerkt van het ontwerp van een onverankerde diepwand. De uitwerking is gebaseerd op de randvoorwaarden die worden benoemd in de hoofdstukken 2 en 3, net zoals het geval was bij het voorbeeld van de verankerde damwand in hoofdstuk 6. Er zijn wel enkele verschillen. Zo ontbreekt in dit geval een verankering en is er sprake van een zelfstandig kerende constructie, namelijk een betonnen diepwand. Deze wand is niet voorzien van openingen. De verschillende panelen vervormen naar verwachting gelijkmatig. De voegen kunnen daarom worden beschouwd als waterdicht, zoals ook vereist is voor een zelfstandig kerende wand. De dichte wand zal wijziging van het grondwaterregime veroorzaken, vooral tijdens het optreden van WBN. Daarnaast vertoont een betonnen diepwand ander gedrag dan een stalen damwand. In het vervolg van dit hoofdstuk wordt hierop nader ingegaan.

De in § 3.5.6 gegeven aanwijzingen voor het modelleren van een restprofiel zijn in een laat stadium nog uitgebreid. Het in dit hoofdstuk behandelde voorbeeld was echter al daaraan voorafgaand uitgewerkt. Daarom is hierin nog niet de aanbeveling opgevolgd om de ongedraineerde sterkte in de verstoorde zone onder het restprofiel te reduceren tot 70% van de rekenwaarde in de onverstoorde zone. Hetzelfde geldt voor het in een apart scenario opnemen van de ligging van het restprofiel.

8.2 Aannames en randvoorwaarden

8.2.1 Dijkprofiel en achterland

Overeenkomstig de verankerde wand uit hoofdstuk 6, wordt uitgegaan van een wand in de binnenkruin. Een wand in het midden van de kruin zou waarschijnlijk tot een minder zwaar ontwerp leiden. Er is echter aangenomen dat, om andere redenen dan de waterveiligheid, plaatsing op die locatie niet is toegestaan. Bij een overhoogte van 0,5 m bij opleveren en een aangenomen kruindaling van eveneens 0,5 m, ligt de kruin na 100 jaar op gelijke hoogte met de top van de wand, als de in het zand rustende wand tenminste niet significant zakt. Behalve de dijk zakt ook het achterland. Als gevolg daarvan daalt de gehele geometrie ten opzichte van de maatgevende waterstand. Dit betekent een in de tijd toenemende kerende hoogte. Om dit geometrische effect mee te nemen in het ontwerp, wordt de ontwerphoogte gemodelleerd na 100 jaar.



Figuur 8.1 Ontwerp dijkprofiel en achterland met onverankerde diepwand

Aangenomen wordt dat het overslagdebiet bij de kruinhoogte na 100 jaar zo beperkt is dat achter de wand afschuiving mag worden toegestaan (restprofiel). Hierbij is uitgegaan van de oorspronkelijke grondsterkte met een verlaagd talud tot 1/3e van de kerende hoogte; zie § 3.5.6).

8.2.2 Waterstanden en stijghoogten

Voor de situatie tot aan WBN (derhalve dagelijkse omstandigheden) wordt gerekend met dezelfde modellering als bij de verankerde wand in hoofdstuk 6. Dat wil zeggen: opbolling in de dijk op NAP+ 3,9 m (conform formulering TRW), in plaats van opbolling op basis van meetdata (NAP+ 3,0 m). Voor de situatie bij WBN wordt uitgegaan van een quasi-statische situatie, waarbij de waterstand in de dijk aan de rivierzijde gelijk is aan WBN. Deze stand geldt tot aan de diepwand. Aan de binnenzijde zijn de waterstanden en stijghoogten gelijk gekozen aan die bij de verankerde wand. De ligging van het maaiveld wordt daarbij aangehouden als bovengrens voor de stijghoogte ter plaatse van het maaiveld.

De dikte van de indringingslaag aan de onderzijde van het slappelagenpakket is net als bij de verankerde wand verhoogd naar 3 m in plaats van 1 m.

8.3 Betonnen diepwand

8.3.1 Algemene aspecten betonnen diepwanden

Voor stalen stabiliteitswanden is eenduidig omschreven hoe het benodigde profiel en de benodigde lengte moeten worden bepaald bij de berekende krachten, momenten en vervormingen. Voor betonnen constructies wijkt de situatie echter op onderdelen af. Van belang hierbij zijn de volgende punten.

- Naarmate gewapend beton dichter bij bezwijken komt, neemt de buigstijfheid af door scheurvorming. De moment-krommingsrelatie (*M*-κ-diagram) is dus niet lineair en bovendien een functie van de normaalkracht. Dit niet-lineaire verloop is van invloed op de krachtswerking.
- Het rekenen met de buigstijfheden van gescheurd beton leidt theoretisch tot lagere momenten dan het rekenen met de buigstijfheid van ongescheurd beton. Daarom wordt in eerste instantie vaak gerekend met een elastische wand voor het bepalen van de afmetingen van de diepwand en voor een indicatie van de benodigde wapening. Op basis van de daarbij verkregen resultaten (buigende momenten en vervormingen) wordt dan vaak de moment-krommingsrelatie voor de definitieve ontwerpberekening bepaald. In de volgende paragraaf komt dit nader aan de orde.
- De combinatie van een lage normaalkracht en hoge momenten en dwarskrachten is bij betonnen constructies maatgevend. Een hogere normaalkracht zorgt namelijk, bij een gelijke grootte van het buigende moment, voor minder scheurvorming aan de trekzijde. Dat is gunstig. Bij staal is juist de som van hoge normaalkrachten en momenten bepalend.
- De stijfheid van beton verandert onder invloed van veroudering, kruip en de duur van de belasting. Deze fenomenen worden in het M- κ -diagram verdisconteerd.

8.3.2 Betonnen diepwand in PLAXIS

Voor het modelleren van een betonnen diepwand in PLAXIS bestaan meerdere mogelijkheden:

- 1. een elastisch plaatelement;
- 2. een elastoplastisch plaatelement;
- 3. een plaatelement waarbij rekening wordt gehouden met het niet-lineaire buigingsgedrag van gewapend beton. Dit wordt opgegeven d.m.v. een M- κ -diagram;
- 4. elastische volume-elementen;
- 5. volume-elementen met een speciaal materiaalmodel voor beton en platen als wapening.



Voor- en nadelen van deze opties zijn hieronder kort samengevat.

- Ad 1. Een elastisch plaatelement is weliswaar de eenvoudigste modellering, maar doorgaans conservatief voor wat betreft de buigende momenten. Bovendien zullen de berekende verplaatsingen daarbij te klein zijn.
- Ad 2. Een elastoplastisch plaatelement is voor het beschrijven van het gedrag van beton veel minder geschikt dan voor dat van staal. Dat komt omdat het *M*-κ-diagram van gewapend beton vanwege de scheurvorming al niet-lineair is bij lagere belastingniveaus.
- Ad 3. Een plaatelement met een *M*-κ-diagram houdt rekening met niet-lineair buigingsgedrag. Een klein nadeel is dat het totale gewicht in de berekening iets afwijkt. Afhankelijk van de locatie van de plaatelementen kan de hartlijn iets afwijken van de echte positie. In werkelijkheid is ook de normaalkracht van invloed op het buigingsgedrag. Bij een hogere normaalkracht ontstaan trekscheuren namelijk pas bij een hoger buigend moment. Daarom zou eigenlijk met *M*-*N*-κ-diagrammen moeten worden gewerkt. Dergelijke plaatelementen zijn echter niet beschikbaar in *PLAXIS*. Als het buigingsgedrag toch afhankelijk van de normaalkracht moet worden gemodelleerd, dan moet optie 5 (zie hierboven) worden toegepast.
- Ad 4. Elastische volume-elementen beschrijven de wand geometrisch beter dan plaatelementen en zijn eenvoudig in gebruik. De locatie van de hartlijn wordt eigenlijk automatisch correct gekozen en het gewicht in het model klopt, ook voor de delen die zich onder water bevinden. De resultaten van de berekeningen zijn qua buigende momenten echter conservatief indien een constante E-modulus van ongescheurd beton wordt aangehouden en meestal te optimistisch voor de vervormingen van de wand. De ontwerper dient dus iteratief de E-modulus van delen van de wand aan te passen als functie van de berekende buigende momenten om het werkelijke stijfheidsafhankelijke gedrag zo goed mogelijk te benaderen.
- Ad 5. Volume-elementen met een speciaal constitutief materiaalmodel voor beton met daarin plaatelementen als wapening, vormen theoretisch de beste modellering. Maar deze modellering is ook de meest gecompliceerde, en voor ontwerpdoeleinden minder geschikt omdat de wapeningsconfiguratie bekend moet zijn. Bovendien is er bovengemiddelde constructieve kennis voor nodig. Daarom wordt deze modellering voor algemeen gebruik (nog) niet aanbevolen.

8.3.3 Betonnen diepwand in dit voorbeeldontwerp

8.3.3.1 Dikte, wapening en moment-kromminggedrag diepwand

In dit voorbeeld is in eerste instantie gerekend met een betonnen diepwand met een dikte van 1,0 m en beton met een langetermijnelasticiteitsmodulus van 20.000 N/mm². Het daarbij berekende buigende moment is hoog voor de dikte van 1 m. Op grond van ervaringen met verschillende dijkversterkingsprojecten lijkt het berekende buigende moment evenwel nét opneembaar. Uitgaande van de berekeningsresultaten van deze elastische wand is voor de uiteindelijke berekening gebruikgemaakt van een M- κ -diagram.

De benodigde invoer om tot een M- κ -diagram te komen, bestaat uit:

- de gehanteerde betonkwaliteit;
- de afmetingen van de effectieve betondoorsnede;
- de staalkwaliteit van de hoofdwapening;
- hoeveelheid, afmetingen en positie van de hoofdwapening;
- de partiële factoren op de betondruk- en treksterkte, evenals op de vloeispanning van het staal;
- de kruipfactor in geval van langdurige belastingen;
- de normaalkracht.

Bij een diepwand is het in de praktijk gebruikelijk om, in verband met de kosten, de benodigde wapening over de hoogte van de wand af te stemmen op het berekende buigende moment waarop moet worden ontworpen. Zo krijg je ter plaatse van het maximale moment mogelijk meerdere wapeningsbedden – staven in meerdere lagen. En aan de boven- en onderzijde van een diepwandpaneel waar de momenten het kleinst zijn, zo min mogelijk wapening. Daarom moet voor iedere doorsnede waar een andere wapeningsconfiguratie wordt toegepast ook een ander M- κ -diagram worden afgeleid. Daarbij moet rekening worden gehouden met de op dat niveau heersende normaalkracht. In PLAXIS moet de wand dan ook worden opgedeeld, met voor ieder deel een bijbehorend M- κ -diagram, dat past bij de normaalkracht en de te analyseren belastingssituatie (UGT-Macrostabiliteit of Vervormingen). Uitgaand van de berekende momenten met een elastische wand wordt dan dus een verdeling in secties gemaakt, de wapening bepaald en een nieuwe berekening uitgevoerd. Omdat de grootte van het buigende moment afhangt van de stijfheid van de wand, is dit een iteratief proces. In dit voorbeeld is een vereenvoudigde aanpak gehanteerd. Daarbij is uitgegaan van één M- κ -diagram voor de hele wand. Dit diagram is, rekening houdend met de bovenstaande punten, bepaald op basis van het voor de UGT-belasting en UGT-stijfheid berekende maximale moment met de elastische wand. Dat levert de keuze op voor een hoofdwapening gelijk aan 50 Ø32 + 50 Ø32 + 50 Ø32 (3 wapeningsbedden) in de trekzone en 50 Ø25 in de drukzone. Het resulterende toegepaste M- κ -diagram is weergegeven in Tabel 8.1 en Figuur 8.2.

Opgemerkt wordt dat dit een UGT-diagram betreft met partiële factoren op de vloeispanning en de betonsterkte, maar zonder kruip (WBN is een kortdurende belasting). Voor de vervormingstoets en de scheurwijdtetoets dient eigenlijk met een aangepast M- κ -diagram gerekend te worden. Voor de scheurwijdtetoets zou ook kruip in rekening moeten worden gebracht. In dit voorbeeld is echter ter vereenvoudiging in alle fasen gerekend met een UGT-diagram. Dit betekent dat de berekende verplaatsingen voor de fasen vóór de UGT vermoedelijk te groot zijn. In hoeverre dat het geval is, hangt onder meer af van de in rekening te brengen kruip. Voor de vervormingstoets is dit dus vermoedelijk conservatief.

In tegenstelling tot bij een stalen damwand, is bij een betonnen diepwand een lage normaalkracht ongunstig. Daarom zouden eigenlijk zowel de situatie direct na oplevering als de eindsituatie moeten worden bekeken. De situatie net na oplevering betreft de initiële geometrie zonder kruip en zonder negatieve kleef. De eindsituatie betreft de situatie met negatieve kleef en kruipeffecten in het beton voor alle niet-UGT-toetsen. De uitwerking voor de situatie net na oplevering is vergelijkbaar. Daarom is in dit voorbeeld alleen het geval met de eindgeometrie uitgewerkt.

100010.1	Genanceera 101-k-alagram onverankerae alepwand		
	Moment [kNm]	<i>к</i> [1/m]	
Scheur	787,28	0,00040122	
Stuik	2999	0,002905658	
Vloei	4184	0,0044297	
Bezwijk	4726	0,009589041	

Tabel 8.1 Gehanteerd M- κ -diagram onverankerde diepwand





Figuur 8.2 Gehanteerd M- κ -diagram onverankerde diepwand 1m dik – 3 wapeningsbedden 50 Ø32

Vanwege het gebruik van plaatelementen voor het modelleren van de diepwand verdient een aantal punten nadere aandacht:

- Aan de onderkant van de diepwand is de *PLAXIS*-optie 'prevent punching' aangezet (zie hiervoor eventueel de *PLAXIS*-handleiding), zodat de wand niet wegzakt in de mesh. Voor een 1 m brede wand diep in het pleistocene zand is dat realistisch.
- In § 3.1 van deze PPE is aangegeven dat bij gebruik van plaatelementen extra gewicht in het systeem wordt aangebracht. Theoretisch zou dit vermeden kunnen worden, door het gewicht van de plaatelementen te verkleinen met het gewicht van de grond waarin het plaatelement zich bevindt. Dit leidt echter tot een te lage normaalkracht in de plaat en dat is in het algemeen ongunstiger dan een beetje extra gewicht dat niet wordt gecorrigeerd.
- Het gewicht van plaatelementen wordt toegepast zoals opgegeven voor het element. Als het element zich onder water bevindt wordt er geen correctie toegepast. Indien de normaalkracht van belang is, moet dus een apart plaatmateriaal worden aangebracht voor plaatelementen onder de (grond)waterspiegel.
- Wordt van een elastische wand overgegaan op een wand met een M-κ-diagram, dan past PLAXIS de virtuele dikte van de wand automatisch aan, zonder aparte melding. Bij de elastische plaat wordt de dikte bepaald uit de opgegeven EI en EA. Bij een plaat met een M-κ-diagram gebeurt dat uit de EI die bij de eerste tak van dat diagram hoort en uit de EA van de eerder gebruikte elastische plaat. Afhankelijk van het ingevoerde M-κ-diagram en de elastische EA wordt de virtuele dikte dan kleiner, blijft gelijk, of wordt groter. Dit is te controleren bij de materiaalgegevens van de plaat. Wanneer van een elastische wand wordt overgegaan op een M-κ-diagram, is met name het buigingsgedrag van de wand van belang, zoals beschreven door het M-κ-diagram. Hoewel niet van invloed op berekening, is er in dit voorbeeld toch voor gezorgd dat de wanddikte gelijk blijft aan 1 m. Daartoe is de elasticiteitsmodulus van het beton voor de elastische ligger verhoogd bij de berekeningen met een M-κ-diagram.

8.3.3.2 Lengte diepwand

De initiële diepwandlengte van 33 m (van NAP+ 5 m tot NAP- 28 m) is bepaald op basis van de berekende uitbuigingslijn van de analyse met de elastische diepwand, zodanig dat er ruim voldoende inklemming is. Op het effect van variatie in de diepte van de teen wordt nader ingegaan in § 8.8.

8.4 Partiële factoren

8.4.1 Schadefactor en modelfactor

De toe te passen schadefactor (γ_n =1,16) is afgeleid in § 4.9.2. De toe te passen modelfactor (γ_d =1,06) is benoemd in § 4.9.3.

8.4.2 Schematiseringsfactor

Voor het in rekening brengen van onzekerheden in laagligging, waterspanning, restprofiel en effectiviteit van versterkingsmaatregelen worden verschillende scenario's berekend, waarop een aparte schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit en voor constructief falen wordt gebaseerd. De bepaling gebeurt conform § 4.9.4.

Binnen de basisschematisering zitten de volgende onzekerheden, die meegenomen worden binnen de schematiseringsfactor.

- 1. de dikte van de humeuze kleilaag: kleilaag 0,5 m dikker, veenlaag 0,5 m dunner;
- 2. de ligging van de freatische lijn in de kruin van de dijk;
- 3. de dikte van de indringingslaag;
- 4. de hoogte van het restprofiel.

In het hier uitgewerkte voorbeeld zijn de belangrijkste schematiseringsonzekerheden meegenomen. Daarbij wordt per scenario een veilige (conservatieve) keus voor de kans van optrede aangehouden, te weten een kans van 10%. Extra schematiseringonzekerheden die afgewogen moeten worden, zijn: de stijghoogte in het watervoerend zandpakket en de opbouw van de kern van de dijk. In het voorbeeld is de stijghoogte in het zand gebaseerd op een opdrijfpotentiaal; hier is dus weinig kans op een ongunstigere afwijking. Ook zijn er geen aanwijzingen voor grote onzekerheden in de opbouw van de dijk. Dit aspect is buiten beschouwing gelaten.

Deze vier scenario's worden in *PLAXIS* doorgerekend als variaties op een basisschematisering die aan alle geotechnische en constructieve eisen en toetsen voldoet. De uitwerking hiervan is dezelfde als in Bijlage G.1 is beschreven voor de verankerde damwand. Gemakshalve worden voor nu hier dezelfde waarden aangehouden. Hieruit volgt:

- schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit: $\gamma_{b;geo} = 1,02$
- schematiseringsfactor voor momenten in de wand: $\gamma_{b;str;dw} = 1,12$

8.4.3 Samengevat overzicht

Onderstaande tabellen geven een overzicht van alle toe te passen partiële factoren. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de factoren die als grondsterktereductie moeten worden meegenomen en de factoren die achteraf moeten worden toegepast op de effecten (moment/kracht/verplaatsing).



Toets	Schadefactor γ_n	Modelfactor γ_d	Totale sterktereductie
Geotechnisch – GEO Constructief – STR;DW	1,16	1,06	1,23
Tabel 8.3 Verdere grondster	ktereductie (minimaal te behale	n stabiliteitsfactor voor de geot	echnische stabiliteit)
Toets	Schematiseringsfactor γ	b;geo Te behalen	stabiliteitsfactor
Cootochnicch CEO	1.02	1 0 2	

Tabel 8.2 Partiële factoren toe te passen als grondsterktereductie

Tabel 8.4Partiële factoren toe te passen op de effecten

Toets	Schematiseringsfactor १ _b	Belastingeffect-factor १ _{add}	Totale factor
Moment	$\gamma_{b;str;dw} = 1,12$	$\gamma_{add;dw} = 1,0$	1,12
Verplaatsing		$\gamma_{add;dis} = 1,3$	1,3

8.5 Schematisering

8.5.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen

Voor de diepwand wordt alleen het geometrisch ontwerpprofiel na 100 jaar beschouwd. De reden daarvoor is dat deze situatie het best te vergelijken is met die van de verankerde damwand, waar dezelfde geometrie is aangehouden. Omdat bij een betonnen wand geen rekening hoeft te worden gehouden met corrosie, kan ook de situatie bij oplevering maatgevend zijn (andere combinatie van moment en normaalkracht). Dit betekent dat bij een volledig ontwerp ook deze situatie moet worden geanalyseerd. Direct na oplevering is er nog geen sprake van negatieve kleef op de wand en is de stijfheid van het beton anders, door verdergaande verharding en door optreden van kruip. Omdat de verschillen beperkt zijn, beperkt het voorbeeld zich tot alleen de analyse van de eindsituatie.

De negatieve kleef, het dijkprofiel en de bodemopbouw zijn overgenomen uit de algemene ontwerpuitgangspunten (hoofdstuk 4).

Er wordt rekening gehouden met opdrijven bij WBN, waarbij de potentiaallijn binnen de opdrijfzone is begrensd tot de grenspotentiaal. Aangezien de dikte van de deklaag groter is dan 4 m, hoeft er conform de SHM geen rekening te worden gehouden met opbarsten en een daarmee gepaard sterkte van nul in de opbarstzone. De dikte van de indringingslaag is, net als bij de verankerde wand, verhoogd naar 3 m in plaats van 1 m.

8.5.2 Eigenschappen initieel diepwandontwerp

Tabel 8.5, Figuur 8.3 en Figuur 8.4 geven een overzicht van de belangrijkste kenmerken en eigenschappen van het initiële diepwandontwerp.

Tabel 8.5Overzicht eigenschappen ontwerp onverankerde wand

Eigenschappen onverankerde wand			
Opdrijven/opbarsten?	Ja		
Restprofiel?	Ja		
Openingspercentage diepwand [%]	0		
Locatie wand	Binnenkruinlijn		
Type wand	Betonnen diepwand		
Dikte diepwand [m]	1,0		
Lengte diepwand [m]	33-28 (er worden variaties uitgevoerd)		
Onderkant diepwand [m+NAP]	-28,0 tot -23,0		
Lengte diepwand in zand [m]	15,2 tot 10,2		









4 Ontwerp geometrie onverankerde diepwand constructieve toetsfase; met restprofiel en SHANSEP-rekenwaarden



8.5.3 Grondparameters

De toegepaste grondparameters zijn conform § 4.5.

In eerste instantie is voor alle toetssituaties gerekend met lage karakteristieke waarden van de grondstijfheid. Hogere stijfheden in het zand kunnen echter leiden tot grotere buigende momenten in de wand; de wand in het zand wordt dan namelijk sterker ingeklemd. Dit effect komt nader aan de orde in § 8.9.

Conform het Handboek Diepwanden (CUR, 2010) wordt de aanvullende sterktereductiefactor 'Rinter' in de interface tussen wand en grond voor alle grondsoorten gelijk gekozen aan 1, met een maximum voor de Ø van 200 vanwege de 'bentonietcake'.

In combinatie met het SSC- en HS-model reduceert *PLAXIS* de wrijvingshoek φ ' van het naastliggende interface-element automatisch. In combinatie met het SHANSEP NGI-ADP-model moet de wrijvingshoek echter handmatig worden gereduceerd.

8.5.4 Toegepaste eigenschappen diepwand

In onderstaande tabel is een overzicht weergegeven van de toegepaste diepwandeigenschappen. In dit voorbeeld betreft het een continue wand.

De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd.

- Beton: sterkteklasse C30/37
- Milieuklasse: XA2 (ten behoeve van scheurwijdtecontrole XC2)
- Wapeningsstaal: B500B
- Dekking op hoofdwapening: 100 mm

Tabel 8.6 Overzicht eigenschappen doorgaande diepwand (lineair elastisch)

Eigenschappen diepwand			
Dikte	1	[m]	
EI	1962211	[kNm²/m]	
EA	23546535	[kN/m]	

Tabel 8.7Gehanteerde M- κ -diagram onverankerde diepwand

	Moment [kNm]	<i>к</i> [1/m]
Scheur	787,28	0,00040122
Stuik	2999	0,002905658
Vloei	4184	0,0044297
Bezwijk	4726	0,009589041

8.5.4.1 Interactie zakkende grond en diepwand

De interactie tussen de zakkende grond en de diepwand wordt in de berekeningen meegenomen. Door zakkende grond zal langs de diepwand negatieve kleef ontstaan. Deze kleef wordt in het voorbeeld in rekening gebracht door slappe grondlagen met het SSC-model te laten kruipen. Voorafgaand aan het aanbrengen van de diepwand wordt een eerste kruipfase van 10 jaar uitgevoerd. Daarin treden een initiele spanningsrotatie en horizontale vervorming op, zodat de spanningscondities en reksnelheden beter overeenkomen met de werkelijke waarden. Een tweede kruipafse, van 100 jaar, volgt na het aanbrengen van de damwand.

8.6 Opzet eindige-elementenanalyse

8.6.1 Inleiding

Voor de opzet van de EEM-berekening voor de constructief versterkte dijk geldt als uitgangpunt de opzet zoals beschreven voor de verankerde wand, zie hoofdstuk 6. In het vervolg van deze paragraaf worden de aanvullende uitgangspunten en aandachtspunten behandeld die specifiek zijn voor het ontwerpen van een dijkversterking met een onverankerde diepwand.

8.6.2 Elementennet

Het elementennet wordt net zo gegenereerd als beschreven in hoofdstuk 6. Als netfijnheid is een 'medium mesh' gekozen, met een verfijning in de cohesieve grondlagen en rond de constructieve elementen. De grond wordt geschematiseerd door 15-knoops driehoekige elementen (de standaardkeuze in *PLAXIS*). De gehanteerde medium fijne mesh is weergegeven in Figuur 8.5.



Figuur 8.5 Mesh diepwandontwerp; medium fijne mesh

Figuur 8.6 toont de verfijnde mesh die wordt gehanteerd voor controle op het effect hiervan.





Figuur 8.6 Mesh diepwandontwerp; fijne mesh

Bij zowel de analyses met de verankerde damwand uit hoofdstuk 6 als eerste analyses met de onverankerde diepwand, blijkt aan de teen van de wand, aan de rivierkant, een spanningspiek op te treden, zie Figuur 8.7. Soms wordt zo'n piek veroorzaakt door de interface-elementen. Daarom zijn deze in de mesh wat langer doorgezet onder de teen van de diepwand. Dit detail is ook weergegeven in Figuur 8.3 tot en met Figuur 8.7. Rinter is daarbij voor de grond-grondinterfaces op 1 gehouden.



Figuur 8.7 Concentratie van effectieve hoofdspanning nabij de teen van de wand

8.6.3 Rekenfasering

De rekenfasering conform § 3.4 en § 3.7 wordt toegepast (Rekenschema B). Daarin wordt de spanningssituatie voorafgaand aan de controle van constructieve sterkte en stabiliteit opgebouwd door middel van karakteristieke grondparameters. Bij de verkennende berekeningen met elastische wanden is ook een analyse gemaakt met Rekenschema A. Dat bleek geen winst op te leveren, wat bij de oude (OSPW-) aanpak vaak wel het geval was. Mogelijk komt dit omdat is overgestapt op het rekenen met het SHANSEP NGI-ADP-model. Om de spanningsconditities als gevolg van zakkende grond rondom de constructie goed mee te nemen, wordt het effect van bodemdaling op de spanningstoestand gemodelleerd. Het effect van bodemdaling op de geometrie wordt meegenomen via de ingevoerde geometrie. In dit geval is er gekozen voor een kruipberekening met het SSC-model. Conform § 3.4.6 worden er twee kruipfasen gemodelleerd, een voor en een na het aanbrengen van de diepwand. De eerste kruipfase betreft een relatief korte periode van ca. 10 jaar. Tijdens deze fase passen de spanningscondities zich aan de in werkelijkheid al opgetreden kruip aan. Na de diepwandinstallatie wordt een tweede kruipfase gemodelleerd om het effect van zakking van de grond te modelleren. Hiervoor wordt de betreffende planperiode van 100 jaar aangehouden. In *PLAXIS* is dit gemodelleerd met een 'plasticfase' in plaats van een consolidatiefase. Uitgangspunt is dus dat er aan het eind van beide fasen geen wateroverspanningen meer zijn. Voor beide fasen is wel het aantal dagen opgegeven dat overeenkomt met de tijdsperiode van die fase, dus 10 en 100 jaar. Hiermee wordt geborgd dat het SSC-model met de goede stijfheden rekent.

Om ervoor te zorgen dat de isotachen gedefinieerd zijn, hebben, in tegenstelling tot de berekening van de verankerde wand, alle fasen een van '0' verschillende tijdsduur. Indien de tijdsduur onbekend is, zoals bij het installeren van de wand, is 1 dag aangehouden. Dit is conservatief met betrekking tot de te verwachten restvervormingen.

In de UGT, Fase 5, moet de grondsterkte worden gereduceerd ten behoeve van de constructieve toets. Om dit te bewerkstelligen moet de sterktereductie worden toegepast op SHANSEP-parameter α (= schuifsterkteratio) en op de sterkte-eigenschappen van de interface. Het is mogelijk om hier een design approach voor te gebruiken, alleen kunnen daarmee uitsluitend de sterkte-eigenschappen van de schuifsterkteratio worden gereduceerd. Het is daarom noodzakelijk om een extra materiaalset aan te maken, met daarin de gereduceerde sterkte-eigenschappen van de interface.

De gehanteerde fasering in de PLAXIS-analyses is:

- 1a) Initiële fase
- 1b) Nulstap
- 1c) Consolidatie voor installatie
- 2) Installatie diepwand
- 3) Bodemdaling lange termijn
- 4a) WBN
- 4b) Switch SHANSEP & verkeersbelasting
- 5) Switch SHANSEP constructieve toets
- 6) Diepwand elastisch
- 7) Veiligheidsanalyse

8.7 Rekenresultaten en toetsingen

In de volgende subparagrafen wordt het in § 8.3 beschreven ontwerp getoetst op:

- geotechnische stabiliteit;
- constructieve sterkte diepwand;
- vervormingen.

De toetsingen worden gebaseerd op de PLAXIS-rekenresultaten uit de hierna volgende subparagrafen.



8.7.1 Bodemdaling

Voor bodemdaling is dezelfde aanpak gehanteerd als bij de verankerde damwand, zie § 6.6.2. Het effect van zetting op de spanningstoestand is dus in rekening gebracht door middel van kruip binnen het SSC-model. In Figuur 8.8 is te zien dat de maximale berekende normaalkracht ongeveer 475 kN/m bedraagt. Voor een diepwand met een breedte van 1 m is het opnemen daarvan geen probleem.



Figuur 8.8 Berekende normaalkracht na 100 jaar bodemdaling

8.7.2 Resultaten analyse

De berekende verplaatsingen van Fase 4b zijn grafisch weergegeven in Figuur 8.9.



Figuur 8.9 Berekende verplaatsingen WBN plus verkeersbelasting (SHANSEP, karakteristieke waarden)

Voor de verplaatsingen van de diepwand in deze fase en de momentenlijn bij de constructieve toets, Fase 5, wordt verwezen naar Figuur 8.9 en de onderstaande Tabel 8.8.

Tabel 8.8Resultaten PLAXIS-analyse		
	PLAXIS-resultaten	Rekenwaarde incl. belastingeffect- factor en schematiseringsfactor
Maximale berekend buigende moment (UGT) [kNm/m']	-3918	3918*1,0*1,12 = 4388
Maximale berekende dwarskracht (UGT) [kNm/m']	-470	470*1,0*1,12 = 526
Maximale berekende normaalkracht (UGT) [kNm/m']	-251**)	282/(1,0*1,12) = 251*)
Maximale berekende uitbuiging (karakteristieke grondsterkte) [m]	0,3	0,3*1,3 = 0,39

*) Omdat de normaalkracht gunstig werkt in betonconstructies, wordt deze gedeeld door de belastingeffect-factor en de schematiseringsfactor.

**) De normaalkracht in de fase van de constructieve toets is kleiner dan in de fase met de bodemdaling. Dit wordt onder meer veroorzaakt doordat de bodemlagen door hoogwaterbelasting een verplaatsing omhoog ondergaan (het effectieve gewicht van de lagen neemt af).

8.7.3 Geotechnische stabiliteit

De controle op geotechnische stabiliteit vindt plaats in Fase 7, door eerst de karakteristieke grondsterkte (dus zonder materiaalfactor) te hebben gereduceerd met een schadefactor en een modelfactor, en daarna de krachten en momenten af te lezen. De daarbij toegepaste reductiefactor is in totaal 1,23, zie § 8.4. Voor de toets op de geotechnische stabiliteit wordt vervolgens nog gecontroleerd of de door *PLAXIS* bepaalde aanvullende stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$ (uit een phi-c reductie) groter is dan de schematiseringsfactor van 1,02. De gevonden $\sum M_{SF}$ voor de aanvullende controle op de schematiseringsfactor is gelijk aan ongeveer 1,35 en is dus groter dan de minimaal vereiste waarde van 1,02. De totale sterktereductie bij instabiliteit is dus 1,35 x 1,23 = 1,66 uitgaande van representatieve grondsterkteparameters. Het maatgevend glijvlak is weergegeven in Figuur 8.10.





Figuur 8.10 Maatgevend glijvlak bij geotechnische toets

8.7.4 Toetsing snedekrachten

De diepwand moet volgens de betonvoorschriften (EC2) worden getoetst op spanningen ten gevolge van de combinatie van normaalkracht, dwarskracht en buigend moment (zie ook de PPL). Ook is controle vereist van zaken als scheurwijdte, wapeningsverdeling en betondekking. Dit is specialistisch werk dat door een constructeur moet worden uitgevoerd. In de PPL wordt voor de constructieve toetsing onderscheid gemaakt tussen de UGT (toepassing van alle partiële factoren op de lage karakteristieke sterkte van grond en constructie) en de BGT (toepassing van lage karakteristieke waarden voor de sterkte van grond en constructie). In beide gevallen in combinatie met de waterstand bij norm (WBN).

De uitwerking van de geavanceerde constructieve toets valt buiten de scope van dit voorbeeld. Er wordt volstaan met de melding dat de rekenwaarde van het berekende buigende moment in combinatie met de rekenwaarden van de normaal- en dwarskrachten opneembaar is door de wapening behorende bij het toegepaste M- κ -diagram.

8.7.5 Vervormingen

Conform de hoofdstukken 2 en 3 worden de vervormingen bij constructief versterkte dijken berekend bij de Waterstand bij Norm (WBN) en bij lage karakteristieke waarde van de grondstijfheid en grondsterkte. Zonder aanvullende controles is maximaal 0,1 m kruindaling toegestaan over een kruinbreedte van minimaal 3 m, en maximaal 0,1 m horizontale wandverplaatsing aan de top, die nog moeten worden vergroot met een veiligheidsfactor van 1,3. Deze vervormingen zijn het gevolg van hoogwateromstandigheden, in combinatie met verkeersbelasting. Vervormingen als gevolg van de bouwfase en bodemdalingsfasen worden hierbij niet meegenomen.

In onderstaande tabel zijn de resulterende vervormingen weergegeven. Aan de twee hierboven genoemde eisen wordt niet voldaan.

Tabel 8.9Toets vervormingen

Toets vervormingen Onderdeel	Berekend	*1,3	Grenswaarde	Resultaat toets
Zakking kruin [m]	0,26	0,33	0,1	Voldoet niet
Horizontale kopverplaatsing wand [m]	0,30	0,39	0,1	Voldoet niet

Figuur 8.11 geeft een detail weer met de berekende verticale vervormingen van de dijk, de bijbehorende kruinzakkingen zijn te zien in Figuur 8.12.







Figuur 8.12 Verticale vervormingen kruin van de dijk bij WBN plus verkeersbelasting (SHANSHEP, karakteristieke waarden)

Uit de toetsing blijkt dat de verticale kruinzakking en de horizontale uitbuiging van de wand beide niet voldoen aan de eenvoudige toetscriteria. Dat betekent dat een zogenaamde 'toetsing op maat' vereist is.



Opmerking: de verkeerslast speelt voor het eerst een rol in de berekening na de switch naar SHANSEP. In principe moet van geval tot geval worden bekeken of en hoe een verkeerslast meegenomen moet worden. Als er daadwerkelijk een weg op de kruin ligt, zal er veelal sprake zijn van geheel – of gedeeltelijk – herbelasten. Dit kan worden meegenomen door de verkeerslast al in een eerder stadium aan te brengen, weer te verwijderen en vervolgens nogmaals aan te brengen in Fase 4b. Dit kan leiden tot een reductie van vervormingen. In het hier gebruikte voorbeeld is dat gecontroleerd, maar is het effect zo klein, dat de toetsing op maat nog steeds vereist is. Die is hieronder nader uitgewerkt voor de oorspronkelijk aangehouden fasering, d.w.z. met de verkeersbelasting aangebracht in Fase 4b.

8.7.6 Toetsing op maat – vervormingen

Bij een toetsing op maat vindt een beoordeling plaats van de gevolgen van vervormingen voor diverse onderdelen van de dijk. Deze worden hieronder nader geanalyseerd.

8.7.6.1 STBI en bekleding binnentalud

Omdat de stabiliteit van het binnentalud kleiner is dan de vereiste geotechnische en constructieve stabiliteit van de constructief versterkte dijk, wordt er gerekend met een restprofiel. De diepwand verzorgt met het nog aanwezige restprofiel de stabiliteit van het binnentalud. Dat betekent dat het binnentalud in een onbekende – maar in ieder geval slechte – staat verkeert en daarmee gevoelig is voor erosie door overslag. Conform de PPL wordt dan voor het kritieke overslagdebiet uitgegaan van 0,1 l/s/m. Het binnentalud wordt verder niet meer getoetst, maar rekening houdend met het vervormde profiel van de kruin, moet de hoogte van de wand afgestemd worden op een overslagdebiet tot maximaal 0,1 l/s/m. Dit kan door specialistische Hydra-NL-berekeningen uit te (laten) voeren.

8.7.6.2 Hoogte van de kering

De diepwand buigt uit, maar de teen verplaatst niet. Daardoor neemt de hoogte theoretisch iets af. De zakking daardoor is echter slechts in de marge. Daarmee is de hoogte niet wezenlijk anders dan zonder de uitbuiging. De aanleghoogte moet mogelijk wel aangepast worden om het overslagdebiet te beperken.

8.7.6.3 Bekleding buitentalud

Door de uitbuiging van de wand kunnen in het buitentalud scheuren ontstaan, die door neerslag of infiltratie kunnen vollopen met water. Daarom is gerekend met een freatische waterstand in de dijk gelijk aan WBN tot aan de diepwand. Eventuele scheurvorming in het buitentalud (de deklaag) en daarmee de gevolgen van neerslag zowel als infiltratie zitten dus al in de berekening verdisconteerd.

Een zelfstandig kerende wand moet tweezijdig kerend kunnen functioneren. Daarom moet na beschadiging van de wand ook rekening worden gehouden met erosie van het buitentalud. Maatgevend voor zowel de snedekrachten als de stabiliteit is echter de situatie waarin uitsluitend aan de binnenzijde een restprofiel aanwezig is.

8.7.6.4 Piping en/of heave

Scheuren in het buitentalud vergroten het risico op piping en/of heave, doordat ze kortsluiting kunnen veroorzaken in het watervoerend pakket. Aan de passieve kant, de polderzijde, is het onwaarschijnlijk dat dit gebeurt, omdat de wand tegen de grond drukt. Maar aan de actieve kant is het risico reëel: door scheuren links van de wand zou directe verbinding kunnen ontstaan tussen de WBN en de top van het pleistoceen. Gebeurt dat inderdaad, dan moet de toets op heave worden uitgevoerd, conform § 4.7.4. van CUR166, deel 2. Bij kortsluiting zal in het pleistoceen, op NAP- 12 m, een stijghoogte ontstaan van ca. NAP+ 4 m. Aan de rechterzijde is de freatische waterstand ca. NAP+ 1,5 m. De teen van de wand bevindt zich dan op NAP- 28 m. De totale kwellengte is daarbij dan dus (28-12)+(28+1,5)=45,5 m. Het verhang is (4-1,5)/45,5=0,055. Dat is veel kleiner dan 0,5, zodat er geen gevaar is voor het optreden van piping.

Eventuele tussenzandlagen spelen bij een waterdichte diepwand geen rol. Bij een open wand zijn ze echter wel van belang voor de pipingcontrole.

8.7.6.5 Micro-instabiliteit

Micro-instabiliteit speelt geen rol vanwege het restprofiel.

8.7.6.6 Voorland

In het voorland zijn geen problemen te verwachten, omdat de vervormingen daar beperkt zijn, zie Figuur 8.12.

8.7.6.7 Overige zaken

Kabels en leidingen

Alle kabels en leidingen die door het ontstaan van het restprofiel de waterkerende functie van de waterkering in gevaar kunnen brengen, moeten worden verplaatst. Een restprofiel met bijvoorbeeld een stromende waterleiding zal wegspoelen, waardoor de modellering van het restprofiel ook moet worden aangepast. Kabels hebben over het algemeen een verwaarloosbare invloed op het restprofiel, maar beschadiging van de kabels kan andere onwenselijke gevolgen hebben.

Wegverharding

Er moet onderscheid worden gemaakt tussen een evacuatieroute en een inspectieweg tijdens WBN. Als vanuit het waterschap een evacuatieroute of inspectieweg gewenst is, moet de aanleg van een wegverharding overwogen worden. Deze spreidt de verkeerslast en voorkomt dat wielen verzakken in de grond, die zich in een actieve wig bevindt en dus in sterkte is afgenomen.

Is er sprake van een inspectieweg, dan kan een maximale scheefstand geëist worden tot waar de weg nog bruikbaar is voor 4x4, vrachtwagens met zand en dergelijke. Dit hangt echter sterk af van welk materieel tijdens hoogwater wordt ingezet. Met materieel op rupsen is veel meer mogelijk dan met meerassige trailerkiepers. Omdat de keuze van het materieel ook afhangt van de eisen van het betrokken waterschap, wordt louter ter indicatie een waarde genoemd van 5 à 9% 'verkanting', waarbij de begaanbaarheid nog gegarandeerd is op basis van algemene regels voor openbare wegen.

• Beheer en onderhoud

Het is niet uit te sluiten dat na verloop van tijd al onder dagelijkse omstandigheden, of bijv. 1/50ste condities, een instabiel binnentalud ontstaat, bijvoorbeeld door autonome zakking terwijl de wand zettingsvrij is. Het ontstaan van een instabiel binnentalud is niet met volledige zekerheid af te leiden uit een berekening (wordt grotendeels bepaald door de actuele sterkte). De zwaarte van de wand heeft geen invloed op het al dan niet ontstaan van een restprofiel. Niet alle beheerders realiseren zich dat een restprofiel op termijn ook onder dagelijkse omstandigheden kan optreden. Het is daarom goed hier aandacht voor te vragen.

In feite accepteert een beheerder bij een constructie in de dijk waarbij een restprofiel optreedt, dat er ook onder niet-normcondities schade kan optreden. Deze schade hoeft overigens niet alleen betrekking te hebben op de dijk, maar ook op belendingen.



Aandacht voor beheer en onderhoud vormt geen expliciet onderdeel van een UGT-ontwerp op basis van de Waterwet. Daarom vindt in de voorliggende publicatie ook geen verdere uitdieping van dit ontwerpaspect plaats.

8.7.7 Nauwkeurigheidscontroles

Conform § 3.6.2 moet aangetoond worden dat een fijner elementennet of een scherper nauwkeurigheidscriterium geen significante invloed heeft op de uitkomst.

In de basisberekening wordt gebruikgemaakt van een medium global mesh, met een lokale verfijning rondom de constructieve elementen. Met een extra berekening met een fine global mesh is gecontroleerd of dit voldoende fijn is. Daarnaast is een extra berekening gemaakt met een scherpere tolerated error van 0,005 in plaats van de standaardwaarde van 0,01. In onderstaande tabel zijn de resultaten samengevat, de momenten en verplaatsingslijnen zijn weergegeven in Figuur 8.13. De verschillen in de berekende momenten zijn relatief beperkt. Het berekende moment voor de 'standaardberekening' bevindt zich tussen de berekende waarde met de fijne mesh en de grotere nauwkeurigheid. Voor alle drie de in Tabel 8.10 opgenomen gevallen geldt dat het, met de schematiseringsfactor $\gamma_{b;str;dw}$ van 1,12 vermenigvuldigde, maximale buigende moment kleiner is dan het breukmoment van de wand (4726 kNm/m'). Op basis van deze berekeningen is de conclusie dus dat de wand qua sterkte in principe voldoet. Zoals aangegeven in § 8.7.4 moet een gedetailleerde toets worden uitgevoerd door een constructeur.

De berekende vervorming is het kleinst voor de standaardberekening. Omdat het hier gaat om een vrijstaande onverankerde wand zijn de berekende verplaatsingen gevoelig voor kleine verschillen in de berekeningen. De verschillen in vervorming zijn ongeveer vergelijkbaar met die bij de verankerde wand. Het berekende buigende moment wordt wat lager bij een fijnere mesh maar wat hoger bij een grotere nauwkeurigheid. Conclusie: de oorspronkelijke berekening is voldoende nauwkeurig.

	Maximale berekende buigende moment (UGT) [kNm/m']	Maximale berekende uitbuiging (karakteristieke grondsterkte) [m]
Medium mesh	-3918	0,30
Fine mesh	-3818	0,31
<i>Tolerated error</i> = 0,005	-4041	0,33

Tabel 8.10 Nauwkeurigheidscontroles



Figuur 8.13 Horizontale vervormingen (karakteristieke grondsterkte) en buigende momenten (UGT)

8.7.8 Stabiliteitsfactor voor geotechnisch bezwijken

De berekende stabiliteitsfactor voor geotechnisch bezwijken is, in alle drie de berekeningen, geen vaste eindewaarde, maar vertoont enige variatie rondom een waarde van circa 1,23, zie Figuur 8.14. Dit voldoet ruim aan de eis van 1,02.





8.8 Variatie teendiepte diepwand

8.8.1 Inleiding

Zoals eerder aangegeven is de teendiepte van de diepwand initieel gekozen op NAP- 28 m, op basis van enkele verkennende berekeningen. Uit de uiteindelijke berekeningsresultaten, met name de veiligheidsfactor en het bijbehorende bezwijkvlak, is echter op te maken dat de wandlengte kan worden gereduceerd. De standaard vervormingseis wordt bij NAP- 28 m al overschreden, dus een toetsing op maat moet sowieso plaatsvinden. In de praktijk zal dus de grens van de minimaal benodigde teendiepte worden opgezocht. In deze paragraaf wordt daarom de relatie onderzocht tussen vervorming en moment aan de ene kant, en teendiepte aan de andere kant.

8.8.2 Uitgevoerde berekeningen

Om de effecten van de dieptevariatie van de teen van de diepwand te kunnen beoordelen, zijn berekeningen gemaakt waarbij de teendiepte telkens met 1 m is gereduceerd. Uiteindelijk bleek een teendiepte van NAP- 22m bij de constructieve toets niet meer stabiel.

8.8.3 Berekeningsresultaten

De berekende vervormingslijnen en de buigende momenten zijn weergegeven in Tabel 8.11 en Figuur 8.15. Figuur 8 toont de bijbehorende berekende veiligheidsfactoren. De constructieve toets was niet meer stabiel bij een teendiepte van NAP- 22 m. Instabiliteit trad op bij 91,46% van $\sum M_{stage}$. (in dit geval: de sterktereductie tijdens de constructieve toets). In onderstaande tabel is daarom wel de berekende uitbuiging gegeven (voorafgaand aan de sterktereductie) maar niet het buigende moment. Hetzelfde geldt voor Figuur 8.15 en Figuur 8.16.

Teendiepte diepwand [m t.o.v. NAP]	Maximale berekende buigende moment [kNm/m']	Maximale berekende uitbuiging [m]
-28	-3918	0,30
-27	-3868	0,33
-26	-3973	0,33
-25	-3868	0,33
-24	-3809	0,33
-23	-3682	0,33
-22	Berekening breekt voortijdig af	0,35

Tabel 8.11	Berekende ma	kimale buiaend	e momenten en	uitbuiaina bi	i diverse teendier	ote



Figuur 8.15 Berekende horizontale vervormingen (stap 4b PLAXIS-fasering) en buigende momenten (stap 5) bij diverse teendieptes



Figuur 8.16 Berekende veiligheidsfactoren bij diverse teendieptes

8.8.4 Interpretatie berekeningsresultaten

De berekende verplaatsing neemt bij een afname van de teendiepte van NAP- 28 m naar NAP- 27 m iets toe, zie ook Figuur 8.15. Het bijbehorende maximale moment neemt daarbij iets af. Dit is conform de verwachting. Bij verdere afname van de teendiepte blijkt de berekende verplaatsing van de wand



echter vrijwel gelijk voor teendieptes tussen NAP- 27 m en NAP- 23 m. De berekende buigende momenten nemen daarbij geleidelijk iets af, met uitzondering van het berekende buigende moment voor een teendiepte van NAP- 26 m. Deze teendiepte vertoont een een toename van de buigende momenten. Dit afwijkende resultaat is vermoedelijk te wijten aan numerieke onnauwkeurigheden.

Pas bij een teendiepte van NAP- 22 m nemen de berekende wandvervormingen weer iets toe. Zoals al gemeld wordt dan in de constructieve toetsfase geen evenwicht meer gevonden. Na bijna 5000 iteraties loopt de berekening vast met de foutmelding: "Soil body collapses".

Overigens is in Figuur 8.17 te zien dat het iteratieproces in stap 5 van de *PLAXIS*-fasering (berekening krachten en momenten) bij een teendiepte van NAP- 22 m onregelmatig verloopt. Stukken waarbij per berekeningsstap een toename van $\sum M_{stage}$ plaatsvindt, wisselen af met delen waarbij de $\sum M_{stage}$ geheel constant blijft, soms zelfs meer dan 1000 stappen. Dergelijk gedrag treedt, in mindere mate, ook op bij de berekeningen met de andere teendieptes. In numerieke zin verloopt het in rekening brengen van de totale sterktereductie dus moeizaam. Wellicht omdat totale geotechnische instabiliteit nabij is.



Figuur 8.17 Iteratieverloop bepaling veiligheidsfactor teendiepte NAP- 22 m

Voor alle berekende teendieptes is sprake van bezwijken van het binnentalud. De bijbehorende verlopen lijken veel op elkaar, waarbij uiteraard een kleinere teendiepte een kleinere veiligheidsfactor oplevert. De vorm van het bijbehorende bezwijkvlak is grotendeels onafhankelijk van de teendiepte van de wand. Dit wordt geïllustreerd door Figuur 8.18 en Figuur 8.19, voor een teendiepte van respectievelijk NAP- 28 m en NAP- 23 m.



Figuur 8.18 Maatgevend glijvlak bij geotechnische toets; teendiepte NAP- 28 m



Figuur 8.19 Maatgevend glijvlak bij geotechnische toets; teendiepte NAP- 23 m

8.9 Invloed hoge stijfheid pleistocene zand

Voor de verplaatsingen van de diepwand zijn lage karakteristieke sterkten en stijfheden van de grond maatgevend. Het buigende moment neemt echter toe indien de stijfheid van het pleistocene zand toeneemt. Daarom is, evenals in hoofdstuk 7, de invloed van de stijfheid van het zand onderzocht. Hiervoor zijn hier twee berekeningen uitgevoerd; een berekening met een teendiepte van NAP- 28 m en een met een teendiepte van NAP- 23 m. Uit deze berekeningen blijkt dat de invloed op het berekende buigende moment beperkt is, maar wel significant. Dit is weergegeven in Tabel 8.12.



Tabel 8.12Resultaten PLAXIS-analyse

	PLAXIS-resultaten	Rekenwaarde incl. belastingeffect- factor en schematiseringsfactor
Teendiepte NAP- 28 m		
Maximale buigend moment (UGT) [kNm/m']	3992	3992*1,0*1,12 = 4790
Maximale uitbuiging (karakteristieke grondsterkte) [m]	0,29	0,29*1,3 = 0,38
Teendiepte NAP- 23 m		
Maximale buigend moment (UGT) [kNm/m']	3749	3749*1,0*1,12 = 4499
Maximale uitbuiging (karakteristieke grondsterkte) [m]	0,32	0,32*1,3 = 0,42

Bij een teendiepte van NAP- 28 m is het buigende moment inclusief correctiefactoren groter dan het bezwijkmoment (4726 kNm). Dit betekent dat de diepwanddimensionering (net) niet voldoet. Aangezien de hoeveelheid wapeningsstaal al maximaal is, moet bij deze teendiepte dus een grotere dikte van de wand worden toegepast.

Wordt een teendiepte van NAP- 23 m toegepast, dan voldoet het maximale berekende buigende moment inclusief correctiefactoren wel.





9 Ontwerp ongewapende soilmix-blokken

9.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een uitgewerkt voorbeeldontwerp gepresenteerd van een constructie met ongewapende soilmix-blokken, conform hoofdstuk 19 van de PPL. Het soilmixmateriaal wordt ook wel aangeduid met de term Mixed-in-Place (MIP). De blokken in het voorbeeld zijn ongewapend en worden niet gecombineerd met andere stabiliteitsverhogende constructieve elementen, zoals bijvoorbeeld een damwand. Het ontwerp is gebaseerd op de uitgangspunten en randvoorwaarden die worden gegeven in de hoofdstukken 2 en 3. De berekening is uitgevoerd met *PLAXIS 2D* versie 2018, waarbij het soilmix-materiaal is gemodelleerd met het Concrete-materiaalmodel.

In december 2018 is binnen de *PLAXIS*-software een fout geconstateerd in het Concrete-materiaalmodel. Op dat moment begrensde het model de verticale spanning, en nog niet de hoofdspanningen op de treksterkte. Latere, verbeterde, *PLAXIS*-versies zullen dus andere resultaten geven.

De PPL later is opgesteld dan het in dit hoofdstuk uitgewerkte voorbeeld. Daardoor wijkt het voorbeeld af van de in PPL § 19.4.3 gegeven aanwijzing om zowel een analyse uit te voeren met een wrijvingshoek van het soilmix-materiaal die nadert tot 0 (ondergrens voor de schuifsterkte bij een meerassige spanningstoestand), als met een wrijvinghoek gelijk aan 40 graden (ondergrens voor de treksterkte bij een meerassige spanningstoestand). Bij eventueel gebruik van op materiaalonderzoek gebaseerde karakteristieke waarden voor de ondergrens en bovengrens van de wrijvingshoek zegt de PPL verder dat de invloed van de gronddruk tussen de blokken dan in rekening moet worden gebracht door middel van een 3D-berekening of door middel van een equivalente verlaging van de karakteristieke ondergrenswaarde voor de wrijvingshoek in de 2D-berekening.

9.2 Partiële factoren

9.2.1 Schadefactor en modelfactor

De toe te passen schadefactor ($\gamma_n = 1,16$) is afgeleid in § 4.9.2. De toe te passen modelfactor ($\gamma_d = 1,06$) is benoemd in § 4.9.3.

9.2.2 Schematiseringsfactor

In de gekozen basisschematisering zitten onzekerheden. Deze moeten verdisconteerd worden via de schematiseringsfactor. Om de schematiseringsfactor af te leiden moeten verschillende scenario's worden beschouwd. Voor het bepalen van de geotechnische schematiseringsfactor wordt gekeken naar de invloed op de stabiliteitsfactor. Binnen de *PLAXIS*-berekening wordt de constructieve schematiseringsfactor meegenomen. Voor het bepalen daarvan wordt gekeken naar de invloed op het buigend moment en de dwarskracht. Bepaald moet worden welke schematiseringsfactor maatgevend is: de geotechnische of de constructieve. De maatgevende factor dient namelijk te worden aangehouden.

Voor het bepalen van het buigend moment en dwarskracht kan gebruikgemaakt worden van de 'forces in volume'-tool in *PLAXIS*. Over het algemeen kan worden gesteld dat het soilmix-ontwerp vooral gevoelig is voor de schematisering van de waterspanningen, de freatische grondwaterstand, de dikte van de indringingslaag en de stijghoogte in het zandpakket, het niveau van het zandpakket en de eventuele schematisering van het restprofiel. Al deze zaken moeten dus worden meegenomen bij de daadwerkelijke bepaling van de schematiseringsfactor. Zie § 6.3.2 voor een illustratie van de wijze waarop dit gebeurt bij een verankerde damwand. Bij soilmix-blokken kunnen dezelfde scenario's

worden aangehouden, met uitzondering van het horizontale restprofiel. Wel kan een beperkt waterstandsverschil over de blokken optreden, wat als aanvullend scenario kan worden meegenomen. In de voorbeeldberekening in dit hoofdstuk zijn de schematiseringsfactoren niet apart berekend. Bij soilmix-blokken zullen echter andere factoren uit de berekeningen naar voren komen bij een verankerde damwand. Zonder verdere afleiding wordt hierna een schematiseringsfactor gebruikt die zowel voor stabiliteit als constructie gelijk is aan 1,05.

9.2.3 Belastingeffect-factoren

Conform de PPL geldt bij de controle van de soilmix-constructie een belastingeffect-factor γ_{add} =1,2.

9.2.4 Materiaalfactor

Voor het soilmix-materiaal geldt een materiaalfactor op de sterkte γ_{sm} van 1,50, zie de PPL. In verband met de lange periode dat de constructie aanwezig is, geldt voor de coëfficiënt voor langeduureffecten $\alpha_{sm} = 0,85$. Omdat de sterkte niet bepaald is vanuit een monster dat uit de uitgevoerde verharde soilmix-wand is verkregen, geldt ten slotte een paalfactor $k_f = 1,1$. Een paalfactor $k_f = 1,0$ mag alleen worden aangehouden wanneer de soilmix-sterkte bepaald is op lokaal genomen monsters.

9.2.5 Samengevat overzicht

Onderstaande tabellen bevatten een overzicht van alle toe te passen partiële factoren. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de factoren die als grondsterktereductie moeten worden meegenomen voor de geotechnische toets en de factoren die als sterktereductie moeten worden meegenomen voor de constructieve toets.

Grond	Schadefactor १ _n	Modelfactor ? _d	Schematiseringsfactor ? _{b,geo}	Totale sterktereductie grond
	1,16	1,06	1,05	1,29
Tabel 9.2	Partiële factoren toe te	passen voor de constructie	eve toets (STR)	
Grond	Schadefactor १ _n	Modelfactor ? _d		Totale sterktereductie grond
	1,16	1,06		1,23
Soilmix	$\begin{array}{l} Materiaalfactor \\ \gamma_{sm} \boldsymbol{\cdot} k_{f} / \alpha_{sm} \end{array}$	Belastingeffect- factor γ_{add}	Schematiseringsfactor ? _{b,str}	Totale sterktereductie soilmix
	1,5 · 1,1 / 0,85	1,2	1,05	2,45



9.3 Schematisering en fasering

9.3.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen

De toegepaste geometrie, bodemopbouw en waterspanningen zijn beschreven in hoofdstuk 4. Voor het dimensioneren van ongewapende soilmix-blokken kan zowel de situatie direct na opleveren (zonder bodemdaling) worden beschouwd als de situatie na 100 jaar (met bodemdaling). In het voorbeeld hier zijn beide conservatief gecombineerd door voor de geometrie rekening te houden met bodemdaling (steiler talud), maar geen negatieve kleef in rekening te brengen. Door negatieve kleef neemt de trekspanning in het soilmix-blok aan de kruinzijde af, wat gunstig is. Dit effect is daarom, conform de PPL en voor een conservatieve benadering, niet meegenomen.

In het ontwerp is uitgegaan van een soilmix-blok dat start vanaf de binnenkruin en dat in dwarsrichting (dwars op de dijk-as) 7 m breed is. In langsrichting (evenwijdig aan de dijk-as) heeft elk blok een breedte van 4,55 m met een tussenruimte van 1,95 m (70% soilmix-blok / 30% opening). De openingen worden toegepast om de grondwaterstand onder dagelijkse omstandigheden niet significant te beïnvloeden. Voor de ligging van de onderzijde van de soilmix-blokken is NAP- 21,5 m aangehouden.

Er is een 2D-schematisering toegepast, waarbij de stijfheid en sterkte van de soilmix-blokken vanwege de tussenruimte wel is gereduceerd, maar, conform de PPL, de stijfheid en sterkte van de grond in de tussenruimte niet in rekening is gebracht. Dit is een conservatieve benadering, maar wel realistisch. De benodigde sterkte in het soilmix-materiaal wordt namelijk al bij kleine rekken (<< 1%) gemobiliseerd. Bij deze kleine rekken is de bijdrage van de grond aan de sterkte zeer klein. Dit is bevestigd op basis van indicatieve 3D-berekeningen. Pas bij grote rekken levert de grond een significante bijdrage aan de sterkte, maar het soilmix-materiaal is dan al bezweken.

9.3.2 Grondparameters

De toegepaste grondparameters zijn conform § 4.6. Bij de rekenfasering ten behoeve van de constructieve toets dient een hoge karakteristieke waarde van de stijfheid te worden aangehouden voor de lagen waarin inklemming plaatsvindt, net als bij onverankerde damwanden. De lage karakteristieke waarde van de stijfheid van de pleistocene zandlaag is daarom, conform de PPL, verhoogd met een factor 1,5.

9.3.3 Rekenfasering

Ten opzichte van een verankerde damwand is geen rekenstap opgenomen om het effect van bodemdaling op de spanningstoestand mee in rekening te brengen, omdat negatieve kleef niet maatgevend is. Het effect van bodemdaling op de geometrie is al in rekening gebracht via de ingevoerde geometrie.

Bij de constructieve toets wordt voor de stijfheid van het soilmix-blok de hoge karakteristieke waarde aangehouden. Voor de stijfheid van het diepe zandpakket wordt de lage karakteristieke waarde van de stijfheid van de pleistocene zandlaag verhoogd met een factor 1,5. Voor de stijfheid van de overige grondlagen wordt een lage karakteristieke waarde gebruikt. Deze combinatie levert in het soilmix-materiaal de maatgevende spanningen. Bij de vervormingstoets worden voor het soilmix-materiaal en alle grondlagen lage karakteristieke waarden voor alle stijfheden toegepast, aangezien dit maatgevend is voor de vervormingen. In het hier uitgewerkte voorbeeld is de vervormingstoets uitgevoerd met verkeersbelasting, hoewel er in § 4.11 op wordt gewezen dat dit niet altijd noodzakelijk is.
In PLAXIS leidt dit tot de volgende opzet voor de rekenfasen.

- 👍 1a) Initiële fase [InitialPhase]
- 1b) Nulstap [Phase_1]
- 2) Installatie Soilmix-blokken [Phase_2]
- 4a) WBM [Phase_3]
- 4b) Switch SHANSEP & Verkeersbelasting [Phase_4]
- S) Switch SHANSEP D.A. Constr. toets (+reductie interface 1,23) [Phase_5]
- 6a) Reductie interface GEO 1,291, Soilmix als LE [Phase_8]
- 6b) Geotechnische toets (Msf>1,291) [Phase_9]

Figuur 9.1 Rekenschema zoals gebruikt in PLAXIS

De rekenfasering ten aanzien van de vervormingstoets loopt slechts tot 4b.

9.3.4 Elementennet

De grond wordt geschematiseerd door 15-knoops driehoekige elementen (de standaardkeuze in *PLAXIS*). Het elementennet (de mesh) is verfijnd totdat de invloed op de resultaten niet meer significant is. Bij de meshverfijning is onderscheid gemaakt in mesh-verfijning van de omliggende grond en mesh-verfijning in het soilmix-blok zelf, en dan vooral ter hoogte van de inklemming waar de maximale (trek)spanningen optreden.

9.4 Concrete model voor soilmix-materiaal

9.4.1 Inleiding

Een geavanceerd model om het soilmix-materiaalgedrag in *PLAXIS* te modelleren is sinds mei 2018 voorhanden: het Concrete-materiaalmodel. Een groot voordeel van dit model is dat rekening wordt gehouden met 'softening' (afnemende sterkte na bereiken pieksterkte), zowel ten aanzien van druk- als trekspanningen. Dit leidt tot een scherper ontwerp; de herverdeling van spanningen die optreedt na het ontstaan van scheuren in delen van het soilmix-materiaal, kan daarin immers worden meegenomen. Binnen de grenzen van druk- en treksterkte wordt de schuifsterkte verder begrensd door een Mohr-Coulombbezwijkoppervlak, met wrijvingshoek φ.

Voor de invoerparameters (waaronder de scheurenergie die de softeningtak bepaalt) wordt verwezen naar de *PLAXIS*-handleiding (Plaxis, 2018a). Het voor de constructieve toets verlagen van de materiaalsterkte via de design approach (Fase 5) wordt door *PLAXIS* voor dit materiaalmodel niet ondersteund. Daarom is in dit voorbeeld voor de constructieve toets een aparte grondlaag aangemaakt, met rekenwaarden van het soilmix-materiaal.

Tijdens het schrijven van het voorliggende voorbeeld was nog geen uitgebreide ervaring opgedaan met toepassing van het Concrete-materiaalmodel plus bijbehorende parameters voor soilmix-blokken in waterkeringen. Geadviseerd wordt daarom om de ontwerpparameters van het soilmix-materiaal vast te stellen in overleg met een (beton)constructeur/leverancier en om gevoeligheidsberekeningen te maken. Tevens wordt geadviseerd om op de projectlocaties proefblokken te maken voor vergelijkbare omstandigheden en om de ontwerpwaarden van de soilmix-sterktes te baseren op laboratoriumonderzoek op monsters uit deze proef-blokken. De ontwerpwaarden van het volumiek gewicht, de stijfheid en de sterktes kunnen daaraan worden ontleend. Deze waarden kunnen als een te behalen eis in de contractspecificaties worden opgenomen en vervolgens in de uitvoeringsfase worden geverifieerd.



9.4.2 Soilmix-parameters

Het soilmix-materiaal is in *PLAXIS* gemodelleerd met het Concrete-materiaalmodel, non-porous. Met de in het geval van soilmix te maken keuzes moet echter nog meer ervaring worden opgebouwd. De voor het hier uitgewerkte voorbeeld gebruikte waarden moeten daarom niet worden opgevat als waarden die zonder meer voor praktijkgebruik worden aanbevolen.

De sterkte-eigenschappen kunnen over de diepte variëren, afhankelijk van de aanwezige grondlagen en van de uitvoeringsmethode. Bij sommige methoden wordt de grond uitsluitend op het niveau van aantreffen gemengd, bij andere methoden vindt de menging over grote hoogte plaats en worden grondlagen daarbij onderling gemengd. In het voorbeeld in dit hoofdstuk is ervoor gekozen over de volledige hoogte te rekenen met gelijke parameters, die conservatief zijn aangehouden.

Ten aanzien van het volumieke gewicht dient de lage karakteristieke waarde van het laaggemiddelde te worden aangehouden. Voor de stijfheid moet de lage elasticiteitsmodulus (maatgevend voor vervorming) of de hoge elasticiteitsmodulus (maatgevend voor constructieve toets) worden aangehouden, zie § 19.4.7 van de PPL. Voor de sterkte-eigenschappen dient de 5% fractiel karakteristieke waarde te worden toegepast.

Voor het volumieke gewicht van het soilmix-materiaal is in de berekening 17 kN/m³ aangehouden.

Volgens de PPL verdient het de voorkeur om de eigenschappen van het soilmix-blok te variëren in zones over de hoogte. De eigenschappen per zone hangen dan af van de aanwezige grondlagen en van de uitvoeringsmethode. Omwille van de eenvoud zijn in dit voorbeeld over de volledige hoogte dezelfde materiaaleigenschappen aangehouden.

In verband met het openingspercentage zijn de stijfheden in de *PLAXIS 2D*-berekening tot 70% gereduceerd. Voor de hoge stijfheid (constructieve toets) is een waarde van $1 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ (* 70% = $7 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) aangehouden, op basis van formule 6.9 van het Handboek Soilmixwanden (SBRCURnet, 2016), uitgaande van een gemiddelde druksterkte van circa 10 MPa, als gemiddelde waarde over de hoogte. Voor de lage stijfheid is een waarde van $3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ (* α_{sm}^* 70%/($k_f \cdot 2$) = 0,8×10⁶ kN/m²) aangehouden, op basis van formule 6.9 van het Handboek Soilmixwanden en § 19.4.7 van de PPL, uitgaande van een gemiddelde druksterkte van circa 2,5 MPa, met een *v* van 0,15.

Maatgevend voor de sterkte van het soilmix-materiaal zal de sterkte rond de veenlaag zijn. Op basis van het Handboek Soilmixwanden is hiervoor een karakteristieke druksterkte aangehouden van 1MPa en een treksterkte gelijk aan 10% van de druksterkte, ofwel 0,1 MPa.

In de *PLAXIS 2D*-berekening zijn deze waarden tot 70% gereduceerd in verband met het openingspercentage.

druksterkte (UCS-waarde)	-1000 kPa	(* 70 % = -700 kPa/m kering)
treksterkte	100 kPa	(* 70 % = 70 kPa/m kering)

In het Concrete-materiaalmodel wordt de schuifsterkte mede bepaald door de wrijvingshoek ϕ . Als representatieve waarde is hiervoor 40 graden aangehouden. In verband met het openingspercentage is de tangens van deze waarde gereduceerd tot 70%, wat 30,43 graden oplevert voor de *PLAXIS 2D*-berekening.

Rond het soilmix-blok zijn interfaces toegepast, met een R_{inter} van 1,0. Bij toepassing van SHANSEP NGI-ADP neemt *PLAXIS* de sterktereductie van de interfaces niet automatisch mee bij gebruik van de design approach. Daarom is de waarde van ϕ voor de interface-elementen handmatig ingevoerd, waarbij de waarden van het SSC-model zijn overgenomen. De $\tan(\phi)$'s zijn vervolgens met een factor 1,23 verlaagd bij de constructieve toets (Fase 5) en met een factor 1,29 bij de stabiliteitstoets (Fase 6). De stijfheid van de interface is niet aangepast, omdat deze geen invloed heeft op de resultaten.

Aangezien de sterkte van het soilmix-blok al wordt getoetst bij de constructieve toets, mag bij de stabiliteitstoets verondersteld worden dat het soilmix-materiaal niet bezwijkt en kan het soilmix-materiaal dan worden geschematiseerd op basis van een linear elastisch model met een gelijke stijfheid. Het maatgevende glijvlak gaat dan buiten de soilmix-constructie langs.

In de berekening is de parameterset in Figuur 9.2 aangehouden: representatieve waarden met hoge stijfheid voor het soilmix-materiaal, waarbij rekening is gehouden met het openingspercentage.

1 🛐	🚢 📋					
Seneral	Parameters	Groundwater	Thermal	Interfaces	Initial	
Property	/		Unit	Value		
Stiffe	iess					
E 28	1		kN/m²	7,0000E6		
v ()	nu)					0,15000
Stree	ngth					
Co	mpression					
	fe,28		kN/m²			700,00
	tion					0,15000
	feln					0,10000
	foun				0	,050000
	G _{4,28}		kN/m			6,2500
	P _{max}		0			30,430
	Ψ		0			0,0000
	Yfc					1,0000
Ter	nsion					
	f _{1,28}		kN/m²			70,000
	ftun					0,10000
	G _{4.26}		kN/m		0	,025000
,	1.					1,0000

Figuur 9.2 Invoerparameters voor de representatieve waarden van het soilmix-materiaal



Bij de constructieve toetsing (Fase 5) is voor het soilmix-materiaal de volgende set rekenwaarden aangehouden. De representatieve sterktes zijn daarbij gedeeld door een factor 2,45.

1 🖸	🔺 📋					
Seneral	Parameters	Groundwater	Thermal	Interfaces	Initial	
Property	/		Unit	Value		
Stiffn	iess					
E.28			kN/m²	7,0000E6		
v ()	nu)					0,15000
Stree	ngth					
Co	mpression					
	e,28		kN/m²			700,00
	don					0,15000
	de					0,10000
	oun					0,050000
	G _{4,28}		kN/m			6,2500
	Pmax		0			30,430
,	ę.		0			0,0000
	Yfe					1,0000
Ter	nsion					
	1.28		kN/m²			70,000
	tun					0,10000
	G _{4.28}		kN/m			0,025000
,	1.					1,0000

Figuur 9.3 Invoerparameters voor de rekenwaarden van het soilmix-materiaal, ten behoeve van de constructieve toets

Bij de stabiliteitstoets is het soilmix-materiaal gemodelleerd als linear elastisch materiaal.



Figuur 9.4 Invoerparameters voor de rekenwaarden van het soilmix-materiaal, t.b.v. de toets op geotechnische stabiliteit

9.5 Resultaten

9.5.1 Controle vervormingen

Conform de PPL vindt de vervormingstoets plaats in Fase 4b. De horizontale vervorming aan de bovenkant van het soilmix-blok mag maximaal 0,10 m bedragen, rekening houdend met een factor op de berekende verplaatsing van 1,3. Deze vervormingen zijn het gevolg van hoogwateromstandigheden, in combinatie met de in dit geval aanwezige verkeersbelasting.

In Fase 4b van de vervormingstoets is de berekende horizontale vervorming als gevolg van WBN en verkeersbelasting, 0,052 m aan de bovenkant van het soilmix-blok. Na vermenigvuldiging met een factor 1,3 wordt voldaan aan de horizontale vervormingseis (0,068 m < 0,10 m). In Figuur 9.5 is de 'deformed mesh' opgenomen van Fase 4b van de vervormingstoets. Als gevolg van de verkeersbelasting en het optreden van een actieve wig is er aan de polderzijde een kruinzakking van enkele centimeters. De buitenkruin zakt echter nauwelijks.











9.5.2 Controle op constructief falen van het soilmix-materiaal

De constructieve toets vindt plaats in Fase 5 van de 'rekenfasering ongewapend soilmix-blok constructief'. De constructieve toets kan niet rechtstreeks op de moment-, dwarskracht- en drukcapaciteit worden uitgevoerd, omdat de drukcapaciteit spanningsafhankelijk is en omdat spanningsherverdeling plaatsvindt bij het bereiken van de trek-, druk- en schuifsterkte. Doordat in de *PLAXIS*-berekening al de benodigde (reken)factoren zijn verwerkt voor de trek-, druk- en schuifsterkte blijkt uit de *PLAXIS*-berekening zelf of wordt voldaan aan de constructieve sterkte-eisen, net zoals bij de controle op geotechnische stabiliteit. Indien uit de berekening blijkt dat het soilmix-materiaal is bezweken, of dat de rekenstap überhaupt niet kan worden doorgerekend ($M_{stage} < 1,0$), dan duidt dit op onvoldoende sterkte in de constructie.

In Figuur 9.7 is de maximale hoofddrukspanning weergegeven vanuit de constructieve toets. Hieruit kan de maximaal berekende drukspanning in het soilmix-materiaal worden gehaald. De aangegeven -930,7 kN/m² ligt hoger dan de rekenwaarde van de UCS-druksterkte zonder horizontale steundruk (-700/2,45 = -285 kN/m², zie § 9.4.2). De opgegeven een-assige druksterkte wordt in het Concrete-materiaalmodel namelijk alleen gebruikt voor het uitrekenen van de cohesie-waarde van het Mohr-Coulomb-vloeioppervlak. De combinatie van grootste en kleinste hoofddrukspanning ligt dus wel binnen het Mohr-Coulomb-bezwijkoppervlak. Bij een maximaal te mobiliseren wrijvingshoek ϕ = 30 graden en een een-assige druksterkte f_c = 285 kPA is de door het model gebruikte cohesie-waarde overigens:



Figuur 9.7 Berekende hoofdspanning o1 bij constructieve toets (Fase 5). Drukspanning heeft een negatief teken

In Figuur 9.8 is de hoofdspanning weergegeven vanuit de constructieve toets. Hieruit kan de maximale trekspanning in het soilmix-materiaal worden gehaald (trekspanning wordt in *PLAXIS* aangeduid door een hoofdspanning met een positief teken). De aangegeven maximale trekspanning van 41 kN/m² is hoger dan de opgegeven treksterkte van 28,57 kN/m². In Figuur 9.9 is verder ingezoomd op de afbeelding.

De oorzaak blijkt de extrapolatie vanuit de integratiepunten naar de knopen, die uitsluitend plaatsvindt ten behoeve van visualisatie. *PLAXIS* begrenst de trekspanning in de integratiepunten wel correct op de treksterkte. Richting de linkerzijde neemt de aanwezige trekspanning af door softening.



Figuur 9.8 Berekende hoofdspanning σ3 bij constructieve toets (Fase 5)







Figuur 9.10 toont de gemobiliseerde schuifsterkte vanuit de constructieve toets. Hieruit blijkt dat de gemobiliseerde schuifsterkte afhankelijk is van de aanwezige spanning. Zo treedt de maximale schuifspanning van 301 kN/m² op ter plaatse van de maximale drukspanningen. In de zone waar de drukspanningen laag zijn treden ook de laagste schuifspanningen op. Ter plaatse van de zone met trekspanningen neemt in horizontale richting de gemobiliseerde schuifspanning aan drukzijde toe, maar deze wordt begrensd

door de maximale capaciteit van 135 kN/m², zoals geldend bij een $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ waarde van 89 kN/m² in combinatie met het gebruikte Mohr-Coulomb-vloeioppervlak met cohesie $c = \frac{f_c}{2} \left(\frac{1}{\cos \phi} - \tan \phi \right)$

(Plaxis, 2018a, p. 160). In Figuur 9.11 is een doorsnede opgenomen waarin dit is aangegeven.

In Figuur 9.12 zijn de 'plastic points' aangegeven. Ter plaatse van de trekspanningen is duidelijk een zone te zien met 'tension cut-off points'. Daar treedt dus de maximale opneembare trekspanning op, en softening. Zowel in de trekzone als in de drukzone zijn zones met 'failure points', maar deze gebieden zijn nog niet aaneengesloten, zodat de constructie nog niet is bezweken en dus wordt voldaan aan de constructieve toets. De constructie zal bezwijken als de zone met failure points aaneengesloten is, waarbij aan de linkerzijde de maximale schuifspanning behorende bij de trekspanning. Bij Figuur 9.11 zou dan het dal zijn verdwenen. En links zou daarbij een min of meer rechte lijn ontstaan voor wat betreft de opneembare schuifspanning in de drukzone (rode streeplijn). Vergelijking van de schuifspanning met de maximaal opneembare schuifsterkte geeft een indruk van de nog aanwezige reserve. Bij volledige mobilisatie van de schuifsterkte volgt in de *PLAXIS*-berekening bezwijken, ofwel is geen numeriek stabiele oplossing meer mogelijk.



Figuur 9.10 Berekende gemobiliseerde schuifsterkte bij de constructieve toets (Fase 5)



Figuur 9.11 Berekende gemobiliseerde schuifspanning op diepte NAP- 16,00 m bij constructieve toets (Fase 5)



Figuur 9.12 Plastic point bij constructieve toets (Fase 5)

In Figuur 9.13 t/m Figuur 9.15 zijn respectievelijk de momentenlijn, de dwarskrachtenlijn en de normaalkracht in het soilmix-blok opgenomen, alle behorende bij de constructieve toets. Deze worden door *PLAXIS* geplot vanaf een zekere afstand vanaf de boven- en onderkant, om randeffecten uit te sluiten.



Controles op basis van deze snedekrachten hoeven niet te worden uitgevoerd; *PLAXIS* zelf houdt al rekening met de begrensde druk-, trek- en schuifsterkte in het soilmix-materiaal.







16.00



Figuur 9.15 Normaalkracht bij constructieve toets (Fase 5)

9.5.3 **Controle grondstabiliteit**

Bij de geotechnische toets (Fase 6) dient de $\sum M_{SF}$ minimaal gelijk te zijn aan de factor 1,29, conform Tabel 9.1.

De stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$ bedraagt 1,36, zie Figuur 9.18, waarmee wordt voldaan aan de eis van 1,29. De kritische bezwijkmechanismen zijn weergegeven in Figuur 9.17. Er is een duidelijk onderscheid zichtbaar tussen de actieve zone aan de buitendijkse zijde, links van het soilmix-blok en de passieve zone in het achterland, rechts van het soilmix-blok. Onderaan het soilmix-blok treden hoge drukspanningen op aan de polderzijde en lage drukspanningen aan de rivierzijde. Hierdoor ontstaat onder het blok een cirkelvormig bezwijkvlak. De bijbehorende (fictieve) verplaatsingen na bezwijken zijn te zien in Figuur 9.16.









Figuur 9.17 Kritische bezwijkmechanismen bij stabiliteitstoets (Fase 6)



Figuur 9.18 Grafiek $\sum M_{SF}$ met eindwaarde 1,36 bij stabiliteitstoets (Fase 6)

9.5.4 Nauwkeurigheidscontroles

Conform § 3.6.2 dient te worden aangetoond dat een fijner elementennet of een andere tolerated error geen significante invloed heeft op de uitkomst.

Door een fijnere mesh nemen de spanningen in deze voorbeeldberekening iets af (minder dan 1%), dus een grove mesh geeft een conservatief resultaat. De stabiliteit neemt echter met een factor 0,01 af. Om te garanderen dat aan de stabiliteitseis wordt voldaan, moet daarom voldoende marge worden aangehouden. Dit is het geval, gezien de $\sum M_{SF}$ van 1,358 bij fijne mesh en een benodigde stabiliteitsfactor van 1,29.

De verlaging van de tolerated error van 0,010 naar 0,005 heeft een groter effect. De maximale schuifspanning neemt met 3% toe en de maximale druksterkte met 1,5%. In de voorbeeldberekening is geen geoptimaliseerd ontwerp gemaakt, zodat er in dit geval voldoende marge is om te blijven voldoen aan de vereiste constructieve sterkte. Maar als er wel een volledig geoptimaliseerd ontwerp is gemaakt, moet aan de constructieve sterkte verdere aandacht worden gegeven. De lagere tolerated error heeft in de voorbeeldberekening geen significante invloed op de berekende stabiliteitsfactor.

9.6 Uitvoeringstolerantie

Door uitvoeringsaspecten treedt variatie op in de diepte van de soilmix-kolommen. In het ontwerp is bepaald dat een diepte van NAP- 21,5 m voldoet. Tijdens de uitvoering is deze NAP- 21,5 m dus de minimaal te behalen diepte. Bij een grotere diepte zal de stabiliteit alleen maar groter worden. Wel moet de constructieve toets ook voldoen als tijdens de uitvoering eventueel een grotere diepte wordt bereikt. De stabiliteits- en constructieve toets dienen dus nog te worden herhaald, rekening houdend met de uitvoeringstolerantie ten aanzien van de diepte.



10 Ontwerp Dijkvernageling

10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een voorbeeldontwerp uitgewerkt voor een waterkering die is versterkt met *Dijk-vernageling*. Deze techniek bestaat kortweg uit het inbrengen van staafvormige elementen in de grondconstructie. De kern van deze elementen bestaat uit stalen staven, glasvezel strips of een ander materiaal. De kern wordt omgeven door een omhulling van grout, die in de grond wordt gevormd. De trekkracht en deuvelwerking van de nagel dragen bij aan het verhogen van de weerstand tegen afschuiven. De trekkracht levert daarbij veruit de grootste bijdrage.

In de PPV worden naast geotechnische instabiliteit (GEO1 en GEO2) de volgende bezwijkmechanismen onderscheiden:

- SSI1 Overschrijden axiale schachtweerstand (slip) tussen nagel en grond
- SSI2 Overschrijden laterale schachtweerstand (snijden) tussen nagel en grond
- STR1 Constructief bezwijken nagel op dwarskracht en normaalkracht
- STR2 Constructief bezwijken nagel op buigend moment en normaalkracht
- STR3 Constructief bezwijken kopplaat (facing), incl. verbinding met nagel
- SSI3 Overschrijden draagkracht grond onder de kopplaat (facing)

STR staat in de gehanteerde codering voor constructief bezwijken en SSI voor bezwijken door grond-constructie-interactie.

De mechanismen zijn gevisualiseerd in Figuur 10.1. In de praktijk is de slip van de nagel (mechanisme SSI1) doorgaans maatgevend. Deze bepaalt namelijk de maximaal te mobiliseren trekkracht. Deze trekkracht levert de grootste bijdrage aan het verhogen van de stabiliteit. Deuvelwerking wordt bepaald door de laterale schachtweerstand (SSI2) en geeft een kleinere bijdrage aan de stabiliteit. De kern van de nagel wordt gedimensioneerd op de maximaal berekende krachten (dwarskracht, moment en normaalkracht; STR1 en STR2). De maximaal te mobiliseren trekkracht wordt ook bepaald door de lengte van de nagels in het afschuivende en het niet-afschuivende deel. Om de te mobiliseren trekkracht in het afschuivende deel te vergroten kan een kopplaat (facing) worden toegepast (STR3 en SSI3).



Figuur 10.1 Illustratie van de verschillende bezwijkmechanismen voor Dijkvernageling

Het ontwerp voor vernageling moet verlopen conform de in de PPV gegeven aanwijzingen. Conform die aanwijzingen wordt in dit hoofdstuk een voorbeeld gegeven voor een vernagelingsontwerp met TALRENsoftware (versie 4; glijvlakmodel met Bishop) en een *PLAXIS 2D*-berekening. TALREN is een (Bishop-)glijvlakmodel waarbij de bijdrage van de vernageling analytisch wordt berekend. D-Stability heeft een vergelijkbare optie voor nagels, maar toont tijdens het opstellen van het in dit hoofdstuk uitgewerkte voorbeeld nog een afwijkend resultaat met TALREN. Daarom is in dit voorbeeld in plaats van D-Stability het (voor vernageling meer geaccepteerde) programma TALREN gebruikt. Nadeel van TALREN is het ontbreken van het SHANSEP-model, waardoor een vertaalslag van de schuifsterkte nodig is (zie § 10.5.1). Na het gereedkomen van dit voorbeeld is aangetoond dat met de vernagelingsoptie in D-Stability 2019 een voldoende overeenkomstig resultaat wordt gevonden. Daarom kunnen de glijvlakberekeningen het beste in D-Stability versie 2019 of hoger gemaakt worden.

De in het voorbeeld gepresenteerde glijvlakberekeningen zijn nog gebaseerd op TALREN, omdat de validatie van de vernagelingsoptie in D-Stability versie 2019 pas plaatsvond nadat dit voorbeeld al was uitgewerkt.

Vanwege de grote tussenruimte (> 2x diameter) tussen de nagels zou volgens de PPV ook een *PLAXIS 3D*-berekening gemaakt moeten worden om de resultaten uit de TALREN- en *PLAXIS 2D*-berekening te controleren. De 3D-berekening is in dit voorbeeld echter nog niet uitgewerkt. Voor verdere aanwijzingen omtrent het in rekening brengen van 3D-effecten wordt verwezen naar de PPV.

10.2 Aangepaste schematisatie voor vernagelingstechnieken

Ten opzichte van de rekenvoorbeelden voor het ontwerpen van een groene dijk of een damwand is het rekenvoorbeeld in dit hoofdstuk uitgewerkt met een aangepaste schematisering. In deze schematisering is een hoger niveau van de pleistocene zandlaag aangehouden en is de stijghoogte zo aangepast dat opdrijven niet optreedt. De reden hiervoor is dat de case Bergambacht zowel opdrijven als een fors stabiliteitstekort kent. Vernagelingstechnieken zijn ontworpen om taludinstabiliteit tegen te gaan en zijn minder effectief tegen opdrijven. Daarnaast kunnen vernagelingstechnieken een stabiliteitstekort tot circa 25% oplossen. De aangepaste schematisering is beschreven in hoofdstuk 4.

10.3 Partiële factoren

10.3.1 Geotechnisch falen

In Tabel 10.1 is de benodigde totale grondsterktereductie aangegeven. Daarbij is onderscheid gemaakt tussen de vereiste stabiliteitsfactor voor TALREN en die voor *PLAXIS*.

De toe te passen schadefactor ($\gamma_n = 1,16$) is afgeleid in § 4.9.2. De toe te passen modelfactor $\gamma_d = 1,06$, zoals benoemd in § 4.9.3, geldt voor de *PLAXIS*-berekening. Voor de TALREN -berekening met Bishop-glijvlak geldt de modelfactor $\gamma_d = 1,11$.

In de schematiseringsfactor is het effect van schematiseringsonzekerheden op stabiliteit en constructieve krachten/momenten verdisconteerd. De afleiding van de schematiseringsfactor dient plaats te vinden door het beschouwen van verschillende scenario's. Er wordt onderscheid gemaakt in een geotechnische schematiseringsfactor en een constructieve schematiseringsfactor. Bij het ontwerp van een *Dijkvernageling* in TALREN is een constructieve schematiseringsfactor niet te bepalen, omdat dit een 'ultimate limit state model' is waarbij alle nagelkracht en schuifsterkte in de ondergrond wordt gemobiliseerd. Het is in TALREN dus niet mogelijk om de nagelkracht bij een specifieke gereduceerde grondsterkte uit te lezen ($\gamma_n \cdot \gamma_d$, zoals in *PLAXIS*). In TALREN wordt daarom alleen een geotechnische schematiseringsfactor toegepast.



Voor het vernagelingsontwerp is op basis van de scenarioanalyse een geotechnische schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo} = 1,05$ vastgesteld. De constructieve schematiseringsfactor voor normaalkrachten is $\gamma_{b;ank} = 1,10$, voor dwarskracht en buigend momend is $\gamma_{b;str} = 1,10$. De afleiding daarvan wordt hier niet gegeven. Bij het afleiden van de schematiseringsfactor dient voor vernageling specifiek rekening te worden gehouden met de maximaal te mobiliseren schachtweerstand in axiale en laterale richting. Deze maximale weerstand, die per nagel apart wordt opgegeven, is van belang voor de verdeling van krachten (normaalkracht, dwarskracht en moment) in de nagel. Ook van belang is het verschil in draagkracht van de nagel in het afschuivende en niet-afschuivende deel. Dit heeft invloed op de resulterende kracht op de kopplaat.

Tabel 10.1 Samenvatting partiële factoren toets geotechnisch falen

Factor	Symbool	TALREN	PLAXIS
Schadefactor	γ _n	1,16	1,16
Modelfactor	γ_d	1,11	1,06
Schematiseringsfactor	γ _{b;geo}	1,05	1,05
Totale sterktereductie	SF _{eis}	1,35	1,29

10.3.2 Belastingeffect-factoren

Een overzicht van de belastingeffect-factoren conform de PPV is opgenomen in onderstaande tabel, inclusief de constructieve en interactie bezwijkmechanismen (STR & SSI) waarop deze van toepassing zijn. De factor $\gamma_{add;3D}$ is bedoeld om het verschil tussen een 2D-berekening en de 3D-berekening in rekening te brengen.

Tabel 10.2 Samenvatting belastingeffect-factoren

Factor	Waarde	Toepassing
Yadd;grout	1,10	SSI1
Yadd;snijden	1,10	SSI2
Yadd;N;nagel	1,25	STR1, STR2
Yadd;V;nagel	1,25	STR1
Yadd;M;nagel	1,25	STR2
Yadd;facing;str	1,25	STR3
Yadd;facing;geo	1,10	SSI3
γ _{b;str}	1,10	STR1, STR2
γ _{b;ank}	1,10	STR1, STR2, STR3, SSI3
γadd;3D	1,10	SS11, SS2, SSI3, STR1, STR2, STR3

10.3.3 Materiaalfactoren

Een overzicht van de materiaalfactoren conform de PPV is opgenomen in onderstaande tabel, inclusief de constructieve en interactie- bezwijkmechanismen (STR & SSI) waarop deze van toepassing zijn.

Factor	Waarde	Toepassing
ζ	1,14	SSI1
$\gamma_{s;t}$	1,35	SSI1
Ym;cu	1,35	SSI2, SSI3
$f_{1'}f_2$	1,00	SSI1
α _{groep}	0,95	SSI2
Υm;nagel	afhankelijk van materiaal nagelkern, conform Eurocode	STR1, STR2
γm;facing	afhankelijk van materiaal facing, conform Eurocode	STR3

Tabel 10.3 Samenvatting materiaalfactoren, c.q. weerstandsfactoren

Deze waarden zijn bepaald op grond van de volgende overwegingen.

Controleproeven

Naar analogie van paalfunderingen en groutankers (NEN9997-1) zijn de correlatiefactor ξ en de partiële weerstandsfactor γ s;t van toepassing. Hoe meer nagels worden beproefd, des te lager de partiële factoren. De toe te passen waarden zijn opgenomen in de PPV. Wanneer op alle nagels een controleproef wordt uitgevoerd geldt $\xi = 1,0$ en $\gamma_{s;t} = 1,25$. In dit voorbeeld is er vanuit gegaan dat niet op alle nagels een controleproef is uitgevoerd, dus $\xi > 1,0$ en $\gamma_{s;t} = 1,35$. Er wordt op voldoende nagels een geschiktheidsproef uitgevoerd zodat $\xi = 1,14$ toegepast kan worden.

Groepseffect axiaal

Het groepseffect van de nagels in axiale richting is berekend conform NEN9997-1, naar analogie van trekpalen. Hierbij zijn groepseffectfactoren f_1 en f_2 van toepassing. Factor f_1 is de factor voor het effect van verdichting van de paalgroep en geldt voor zanden bij grondverdringende palen. Factor f_2 is voor de afname van korrelspanning in zandlagen waaraan de paal trekweerstand ontleent. Zowel f_1 als f_2 geldt dus voor zandlagen. De nagels worden volledig in cohesieve grond geplaatst, hierdoor zijn groepseffectfactoren f_1 en f_2 gelijk aan 1,00 conform NEN9997-1.

Groepseffect lateraal

Het groepseffect van de nagels in laterale richting is berekend conform DIN1054 (DIN, 2012), zie ook Figuur 10.2. Er wordt onderscheid gemaakt tussen een reductiefactor voor nagels evenwijdig aan de belastingrichting (nagels boven elkaar) en een reductiefactor voor nagels loodrecht op de belastingrichting (in lengterichting van de dijk). De reductiefactoren zijn afhankelijk van de diameter van de nagels D_{grout} en van de hart-op-hartafstand. De toegepaste groutdiameter is $D_{grout} = 0,18$ m, de h.o.h. afstand in lengterichting is $a_O = 1,2$ m en de h.o.h.-afstand boven elkaar $a_L = 1,0$ m (zie § 10.4.2).

In lengterichting is de verhouding h.o.h.-afstand versus nagel $a_Q/D_{grout} = 6,6$, dus conform DIN1054 is het groepseffect in deze richting niet van toepassing (grens = $3 \cdot D_{grout}$). De hart-op-hartafstand van de nagels boven elkaar is $5,5 \cdot D_{grout}$, waardoor het groepseffect in dwarsrichting wel meegenomen moet worden (grens = $6 \cdot D_{grout}$). De reductiefactor is afgelezen uit de rechter grafiek in Figuur 10.2 en bedraagt 0,95. Deze wordt alleen toegepast in de TALREN-berekening, omdat groepseffect in het vlak impliciet wordt meegenomen in *PLAXIS 2D*.





Reductiefactoren afhankelijk van de
positie van de nagel in een groepReductiefactor voor nagels
loodrecht op belastingrichtingReductiefactor
belFiguur 10.2Reductiefactoren voor groepseffect in laterale richting (DIN 1054)

Reductiefactor voor nagels evenwijdig aan belastingrichting

10.4 Schematisering en fasering

10.4.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen

Alleen het geometrisch profiel na 100 jaar is beschouwd. Deze situatie is maatgevend: door kruip wordt nagelkracht gemobiliseerd, waardoor er tijdens maatgevende omstandigheden minder nagelkracht te mobiliseren is en de stabiliteit lager is. Dit effect wordt overigens niet meegenomen in het TALREN-ontwerp.

Het dijkprofiel, de bodemopbouw en de waterstanden zijn overgenomen uit de algemene ontwerpuitgangspunten (hoofdstuk 4). Zoals daar benoemd, is een hoger niveau van de pleistocene zandlaag aangehouden omdat anders het stabiliteitstekort niet oplosbaar is met *Dijkvernageling*.

10.4.2 Eigenschappen en positie nagels

In dit voorbeeld is uitgegaan van een nagelkern van glasvezel, zie Figuur 10.3. De eigenschappen van de glasvezelkern zijn:

- oppervlakte: $A_g = 360 \text{ mm}^2$
- weerstandsmoment: $W_{el} = 6,36 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
- traagheidsmoment: $I_g = 2,353 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$
- elasticiteitsmodulus: $\tilde{E}_g = 4,0.10^7 \text{ kN/m}^2$
- rekenwaarde treksterkte $f_{br,d}$ = 650 MPa (hierin zit materiaalfactor reeds verwerkt)
- normaalkrachtcapaciteit: $N_{Rd} = f_{br,d} \cdot A_g = 234$ kN
- dwarskrachtcapaciteit: V_{Rd} = 117 kN
- momentcapaciteit: $M_{Rd} = f_{br,d} \cdot W_{el} = 4,13 \text{ kNm}$
- axiale stijfheid samengestelde doorsnede: $EA_g = 4,0.10^7 \cdot 3,60.10^{-4} = 1,44.10^3 \text{ kN}$
- buigstijfheid samengestelde doorsnede: $EI_g = 4,0.10^7 \cdot 2,353.10^{-7} = 9,41 \text{ kNm}^2$



Figuur 10.3 Glasvezel kern

Voor het installeren van de nagels en het injecteren van het grout bestaan meerdere technieken. Zo kan het grout geïnjecteerd worden tijdens het boren, maar het boren kan ook met een buis, waarbij het grout wordt aangebracht bij het trekken van de buis. In dit voorbeeld is uitgegaan van het laatste, waarbij de volgende groutdiameter wordt verkregen (over de volledige staaflengte):

• grout Ø 180 mm

In het ontwerp is eerst de onderste nagel in de teen van de kering geplaatst. Daar is de arm tussen de nagel en de oorsprong van de glijcirkel het grootst. Vervolgens is het ontwerp verder uitgewerkt. De benodigde nagellengte neemt toe naarmate de nagel lager ligt, om te bewerkstellingen dat er voldoende lengte buiten het glijvlak ligt. Dat is nodig om daar voldoende uittrekweerstand op te bouwen.

De hart op hart afstand in de dwarsdoorsnede is 1,0 m. De hart-op-hartafstand over de strekking is 1,2 m. Een overzicht van de positionering is gegeven in Tabel 10.4.

Nagel	X [m]	Y [m]	L [m]	Hoek [°]
1	12,6	2,40	19,0	10
2	14,5	1,75	21,5	10
3	16,4	1,10	24,0	10
4	18,3	0,45	26,5	10
5	20,2	-0,20	28,5	10

Tabel 10.4Positionering van de nagels

10.4.3 Eigenschappen kopplaat

Voor de facing is uitgegaan van:

- plaat vierkant 0,81 m (in berekening bepaald);
- dikte en detaillering: nader te dimensioneren door constructeur op basis van Eurocode, geen onderdeel van deze voorbeeldberekening.

10.4.4 Maximale axiale schuifweerstand nagel

Voor de interactie tussen de grond en de nagel zijn aanvullende grondgegevens nodig, namelijk de conusweerstand $q_{c;z;a}$ en schachtwrijvingsfactor α_t . De conusweerstand is afgelezen uit de kruinsonderingen. De nagels liggen in dit voorbeeld alleen in het dijksmateriaal (ongeveer tussen NAP + 1 en NAP- 4). Op deze hoogte is, rekening houdend met hoogwater, de conusweerstand bepaald, die als representatief voor de gehele nagel wordt genomen.

De schachtwrijvingsfactor moet worden bepaald op basis van bezwijkproeven. Deze proeven zijn niet beschikbaar voor de voorbeeldberekening, daarom is een inschatting gemaakt. Op basis van eerder onderzoek is gekozen voor een schachtwrijvingsfactor $\alpha t=0,015$, zie de PPV.

De maximale axiale schuifweerstand langs de nagel (bezwijkmechanisme SSI1: slipcriterium) is een invoerparameter in zowel TALREN als *PLAXIS*. De rekenwaarde van de maximale axiale schachtweerstand $q_{s:d}$ is bepaald als volgt:



$$q_{s;z;d} \frac{f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_t \cdot q_{c;z;a}}{\gamma_{s:t} \cdot \xi} = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,015 \cdot 700}{1,35 \cdot 1,14} = 6,82 \text{ [kN/m^2]}$$

In de in te voeren waarde voor voor de schachtweerstand ($f_{s;d}$) moeten bovendien ook de belastingeffect-factoren meegenomen worden:

$$f_{s;d} \frac{q_{s;z;d}}{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;grout}} = \frac{6,82}{1,10 \cdot 1,10} = 5,64 \text{ [kN/m^2]}$$

Zie § 10.3 voor de definitie van de hierboven toegepaste belastingeffect-factoren en weerstandsfactoren. Voor *PLAXIS* wordt de schachtweerstand per meter nagel opgegeven ($T_{skin;max}$). De omtrek van het groutlichaam ($\pi \cdot D_{grout}$) is daarin impliciet verwerkt:

$$T_{skin;max} = f_{s;d} \cdot \pi \cdot D_{grout} = 5,64 \cdot \pi \cdot 0,18 = 3,19 \text{ [kN/m]}$$

10.4.5 Maximale laterale schuifweerstand nagel

...

Voor de bepaling van de grondsterkte bij laterale verplaatsing is de ongedraineerde schuifsterkte nodig. Deze volgt uit de *PLAXIS*-berekening met een SHANSEP-schuifsterkte $c_{u;k} = 40 \text{ kN/m}^2$. Voor bepaling van de beddingsstijfheid $k_s \cdot D_{grout}$ is uitgegaan van de stijfheid uit de parameterbepaling (E_{50}^{ref}) en de effectieve spanning op NAP+ 0,0 m onder de kruin ($\sigma'_{v;gem}$).

De maximale laterale schuifweerstand pu;d moet worden bepaald voor zowel TALREN als *PLAXIS*. Deze schuifweerstand werkt op het oppervlak dat gelijk is aan de diameter van het groutoppervlak keer de nagellengte. De rekenwaarde van deze maximale laterale schachtweerstand $p_{u;d}$ is als volgt nader beschreven in de PPV:

$$p_{u;d} = 0,85 \cdot c_{u;d} \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + s_c + d_c) = 0,85 \cdot 29, 6 \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + 0,053 + 0,61) = 215,1 \text{ [kN/m^2]}$$

met

$$\begin{aligned} c_{u;d} &= \frac{c_{u;k}}{\gamma_{m;cu}} = \frac{40}{1,35} = 29,6 \, [\text{kN/m}^2] \\ s_c &= 0,4 \cdot \frac{D_{grout}}{\lambda} = 0,4 \cdot \frac{0,18}{1,36} = 0,053 \, [-] \\ d_c &= 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{H^*}{D_{grout}}\right) = 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{3,5}{0,18}\right) = 0,61 \\ \lambda &= 2 \cdot \pi \cdot 4 \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{k_s \cdot D_{grout}}} = 2 \cdot \pi \cdot 4 \sqrt{\frac{4 \cdot 9,41}{17100 \cdot 0,18}} = 1,36 \\ k_s \cdot D_{grout} &= E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v;gem}}{p_{ref}}\right)^m = 18252 \cdot \left(\frac{92,3}{100}\right)^{0.8} = 17100 \, [\text{kN/m}^2] \end{aligned}$$

waarin:

$p_{u;d}$	rekenwaarde lateraal draagvermogen van de ondergrond onder de nagel, ongedraineerde
	situatie [kN/m ²]
$c_{u;d}$	rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²]
<i>үт;си</i>	partiële materiaalfactor ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²]
S _c	vormfactor [-]
d_c	dieptefactor [-]
D _{grout}	diameter groutlichaam [m]
λ	natuurlijke golflengte [m]
H^*	diepte tot hart nagel [m], hiervoor is een conservatieve (ondiepe) waarde gekozen
EI	buigstijfheid nagel [kNm²]
k_s	beddingsconstante grond [kN/m ³]
\tilde{E}_{50}^{ref}	secante stijfheid bij referentiespanning [kN/m²]
$\sigma'_{v:gem}$	gemiddelde verticale spanning [kN/m ²]
p_{ref}	referentiespanning, standaard 100 [kN/m ²]
ฑ้	macht voor spanningsafhankelijke stijfheid in HS-model [-]

In de in te voeren waarde voor de maximale laterale gronddruk ($f_{l;d}$) moeten bovendien ook de belastingeffect-factoren meegenomen worden:

$$f_{l;d} = \frac{p_{u;d}}{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;grondbreuk}} = \frac{215,1}{1,10 \cdot 1,10} = 177,7 \text{ [kN/m^2]}$$

Voor TALREN dient rekening te worden gehouden met een groepseffect, zoals beschreven in § 10.3.3. De reden is dat de hart-op-hartafstand van de nagels boven elkaar kleiner is dan $6 \cdot D_{grout}$ (NB. in *PLAXIS* wordt dit impliciet meegenomen). De reductie als gevolg van groepseffect is als volgt:

$$f_{l;groep;d} = f_{l;d} \cdot \alpha_{groep} = 177, 7 \cdot 0,95 = 168,8 \text{ [kN/m^2]}$$

In *PLAXIS* moet de schachtweerstand worden ingevoerd per eenheid van nagellengte. De diameter van het groutlichaam is daarin impliciet verwerkt:

$$T_{lat;max} = f_{l;d} \cdot D_{grout} = 177, 7 \cdot 0, 18 = 32,0 \text{ [kN/m]}$$

Zie § 10.3 voor de definitie van de hierboven toegepaste belastingeffect-factoren en weerstandsfactoren.

10.4.6 PLAXIS-modellering Dijkvernageling

10.4.6.1 Modellering nagel

De nagel is gemodelleerd met een 'embedded beam row'.

- Voor de (buig)stijfheidseigenschappen (E, A en I) is alleen de bijdrage van de nagelkern meegenomen.
 Door trek en deuvelwerking van de nagel zal het groutlichaam scheuren, waardoor het groutlichaam een verwaarloosbare bijdrage heeft.
- Voor de maximale schachtweerstand (axiaal en lateraal) zijn de afgeleide waarden voor $T_{skin;max}$ (§ 10.4.4) en $T_{lat;max}$ (§ 10.4.5) gebruikt. De puntweerstand F_{max} is 0 kN.
- Voor de grond-constructie-interactie zijn interface-stijfheidfactoren benodigd; in axiale richting ($IS-F_{RS}$), laterale richting (ISF_{RN}) en bij de punt (ISF_{KF}). PLAXIS heeft defaultwaarden afgeleid voor ronde



geboorde palen. Die kunnen ook toegepast worden bij nagels. De formulering is weergegeven in onderstaande formules. Hierin is $L_{spacing}$ de h.o.h.-afstand van de nagels (in lengterichting van de dijk) en D_{eq} de diameter van het groutlichaam.

$$ISF_{RS} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}}\right)^{-0.75}$$

$$ISF_{RN} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}}\right)^{-0.75}$$

$$ISF_{KF} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}}\right)^{-0.75}$$

$$ISF_{KF} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}}\right)^{-0.75}$$

$$(10.2)$$

Standaard rekent *PLAXIS* deze factoren al automatisch uit, waarbij Deq wordt bepaald op basis van de ingevoerde I en A. Omdat voor I en A de eigenschappen van de nagelkern zijn gebruikt, en voor de grond-constructie-interactie D_{grout} benodigd is, zijn de ISF-waarden handmatig aangepast.

De ingevoerde materiaaleigenschappen van de embedded beam row zijn weergegeven in Tabel 10.5. De embedded beam row is scharnierend verbonden aan de kopplaat.

Eigenschap	Eenheid	Waarde
E	[kN/m ²]	4,00E+07
A	[m2]	3,60E-04
γ	[kN/m ³]	0,00
Ι	[m ⁴]	0,2353E-6
L _{spacing}	[m]	1,20
Axial skin resistance		Linear
T _{skin;max}	[kN/m]	3,19
Lateral skin resistance		Unlimited
T _{lat;max}	[kN/m]	32,0
F _{max}	[kN]	0
Default values ISF		No
Axial stiffness factor	[-]	0,602571
Lateral stiffness factor	[-]	0,602571
Base stiffness factor	[-]	6,02571

Tabel 10.5 Parameters embedded beam row

10.4.6.2 Modellering kopplaat

De kopplaat is gemodelleerd met een plaat-element. De plaat dient zeer buigstijf te zijn ten opzichte van de stijfheid van de grond waarin de plaat is aangebracht. De breedte van de plaat is gelijkgesteld aan de breedte van de kopplaat. Dit geeft een bovengrens van de kracht die de plaat plus ondergrond

moet kunnen opnemen. Voor geotechnische stabiliteit is slip van de nagel in het niet-afschuivende deel maatgevend. De grootte van de kopplaat maakt dus niet uit. De ingevoerde materiaaleigenschappen van de plaat staan in Tabel 10.6.

Tabel 10.6	Parameters plaat
1010 01 1010	r di di li ce pi di di

Eigenschap	Eenheid	Waarde
EA	[kN/m]	3,00E+06
EI	[kNm ² /m]	2,50E+03
d	[kN/m ³]	0,10
w	[kN/m/m]	0,00
v	[-]	0,20

10.4.7 Elementennet

De grond wordt geschematiseerd door 15-knoops driehoekige elementen (de standaardkeuze in *PLAXIS*). Het elementennet wordt net zo gegenereerd als beschreven in hoofdstuk 5, maar dan met een fijnere globale mesh (een fine mesh) én met een extra verfijning in de cohesieve grondlagen en rond de constructieve elementen. Er is gebruikgemaakt van een verfijningsfactor van 0,25 voor de cohesieve grondlagen en de constructieve elementen. Figuur 10.4 geeft de mesh-instellingen van het model weer. De kleur groen geeft aan waar elementennetverfijning is toegepast. Figuur 10.5 toont de gegeneerde mesh.





Figuur 10.5 Genereerde elementmesh Dijkvernageling

10.4.8 Rekenfasering

Figuur 10.6 toont de toegepaste rekenfasering. Er is gekozen voor Rekenschema B, waarin de spanningssituatie voor bezwijken wordt opgebouwd door middel van karakteristieke grondparameters. Ten opzichte van het rekenschema voor damwanden is voor vernageling alleen Fase 3b komen te vervallen. Fase 3b



(effect van zakkende grond op de ankerkracht) is namelijk alleen van toepassing op verankerde langsconstructies. Aangenomen wordt dat het effect van zakkende grond op nagels volledig volgt uit Fase 3a. Een modellering in *PLAXIS* van de volledige nagel als embedded beam is daarvoor voldoende geschikt, mede omdat de nagel aan de onderzijde niet is verankerd en dus voldoende met de grond kan meebewegen.



Figuur 10.6 Rekenfasering Dijkvernageling

10.5 Rekenresultaten en toetsingen TALREN

10.5.1 Equivalente c-φ-parameters

In TALREN kan nog niet gerekend worden met ongedraineerde sterkte op basis van SHANSEP. Om deze reden is op basis van de in *PLAXIS* berekende schuifsterkte een equivalente c en φ bepaald.¹⁶ Bij gelijke effectieve spanning volgt dan een vergelijkbare schuifsterkte. In Tabel 10.7 worden deze equivalente parameters gepresenteerd. De laag Hollandveen is gesplitst in een gedeelte onder de kruin (KR) en een gedeelte aan de binnenzijde (BI). Op X = 27 zit een verticale laagscheiding, zie Figuur 10.7.

De equivalente $c \cdot \varphi$ -parameters moeten overigens niet verward worden met de gedraineerde c 'en φ '. De equivalente parameters c_{eq} en φ_{eq} zijn alleen bedoeld om te komen tot een vergelijkbare schuifsterkte als met het SHANSEP-model zou zijn gevonden.

Figuur 10.8 toont voor een groene dijk met verkeersbelasting een vergelijking tussen de resultaten voor de volgende gevallen:

- een SHANSEP-berekening in PLAXIS;
- een c_{ea} - φ_{ea} -berekening in *PLAXIS*;
- een SHANSEP-glijvlakberekening in D-Stability;
- een c_{eq} - φ_{eq} -berekening in TALREN.

In TALREN zijn de waterspanningen uit *PLAXIS* ingelezen (indien er geen *PLAXIS*-som aanwezig is, kunnen deze ook handmatig worden ingevoerd).

De figuur laat zien dat de maatgevende glijvlakken en de bijbehorende stabiliteitsfactoren goed overeenkomen. Een nadere analyse volgt na de figuur.

Model	c _{eq} [kN/m²]	φ _{eq} [°]
OB Dijksmateriaal	6,10	14,04
12 Klei van Tiel	6,84	10,20
4 Hollandveen KR	6,17	16,17
4 Hollandveen Bl	2,42	16,17
15 Klei van Gorkum licht (humeus)	5,23	14,04

¹⁶ De toegepaste bepalingsmethode wordt hier niet nader toegelicht, om de suggestie te vermijden dat deze algemeen toepasbaar zou zijn. Vanaf 2019 ondersteunt D-Stability een rechtstreekse combinatie van S_{ij} en vernageling.





Figuur 10.7 Grondlagen in D-Stability en verticale laagscheiding in laag Hollandveen



Vergelijking PLAXIS en D-Stability, SHANSEP versus ${\cal C}_{eq}$ - $arphi_{eq}$ Figuur 10.8

Bij een vergelijking van de maatgevende glijcirkel in TALREN en D-Stability is er een verschil tussen beide modellen zichtbaar, zie Tabel 10.8. De oorsprong van de cirkel ligt in TALREN iets hoger, maar dichter bij de kruin. De invloed op de stabiliteitsfactor is echter klein (circa 0,01 lager in TALREN).

Tabel 10.8	21 10.8 Overzicht resultaten groene dijk in D-Stability en TALREN							
Model		X [m]	Y [m]	R [m]	Safety [-]	Actieve moment [kNm/m]		
D-Stability	/	22,49	15,55	21,99	1,06	14004		
TALREN		22,80	15,65	22,04	1,05	13784		
TALREN o	p D-Geo	22,50	15,55	21,91	1,06	13851		

Om te herleiden waar deze verschillen vandaan komen is er in meer detail gekeken naar de uitkomsten van beide berekeningen. Figuur 10.9 toont de waterspanningen van beide modellen. Deze zijn vrijwel identiek.

Wanneer de schuifspanningen worden vergeleken komen deze globaal overeen, zie Figuur 10.10. Een verschil is zichtbaar bij de overgangen van verschillende lagen. D-Stability herkent deze punten en verkleint de lamellen in de berekening. TALREN rekent met een vaste grootte en reageert hier minder gelijkmatig.

Een ander verschil is zichtbaar aan de rechterzijde van de grafiek. Conform de methode van Bishop wordt voor de stabiliteitsberekening de berekende schuifspanning gecorrigeerd voor de hoek aan de onderzijde van de lamel, de hoek α in onderstaande formule:

$$\tau_i = \frac{c_i + \sigma_{v;i} \cdot \tan \varphi_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS}}$$

Beide modellen hanteren een andere definitie van de wijze waarop met deze hoek wordt omgegaan. In D-Stability wordt deze factor toegepast voor zowel de actieve (negatief) als passieve zijde (positief). In TALREN is α begrensd op 0. Dit houdt in dat de schuifkracht aan de passieve zijde lager is.

Het verklaart ook dat de maatgevende cirkel net op een ander punt ligt omdat de verhouding tussen actief en passief verschilt.



Figuur 10.9 Vergelijk van de waterspanning tussen D-Stability en TALREN (PLAXIS) bij gelijke glijcirkel



Figuur 10.10 Vergelijk van de schuifspanning tussen D-Stability en TALREN bij gelijke glijcirkel

10.5.2 Geotechnische stabiliteit

De maatgevende cirkel van het vernageld ontwerp met TALREN ($F_s = 1,36 > F_{eis} = 1,35$) is weergegeven in Figuur 10.11 en Tabel 10.9. De berekening laat zien dat de oorsprong van de glijcirkel lager wordt en naar de kering toe gaat. Dit komt doordat de vernageling zijn sterkte opbouwt binnen twee secties: (i) het actieve deel van de nagel binnen de glijcirkel (intern) en (ii) het passieve deel buiten de glijcirkel. Omdat de sterkte intern door middel van de facing relatief eenvoudig kan worden verhoogd, is het ontwerp



afhankelijk van de schachtweerstand in het externe deel van de nagel. De verplaatsing van de glijcirkel is het gevolg van de werking van de nagel.





Figuur 10.11 Maatgevende cirkel vernageling

Tabel 10.10 toont de toegepaste lengtes van de nagel binnen en buiten de maatgevende glijcirkel. Daarnaast worden de krachten behorende bij de maatgevende stabiliteit getoond. De normaalkracht neemt over de diepte toe als gevolg van de lengte buiten de glijcirkel.

Nagel	L _{intern} [m]	L _{extern} [m]	<i>F_{n;TALREN}</i> [kN]	<i>F_{V;TALREN}</i> [kN]
1	7,88	11,12	35,5	3,47
2	9,06	12,44	39,72	3,47
3	10,16	13,84	44,18	3,47
4	11,18	15,32	48,90	3,47
5	12,11	16,39	52,34	3,47

Tabel 10.10Output TALREN, berekende trek en dwarskracht behorende bij de maatgevende glijcirkel

Figuur 10.12 toont een vergelijking van het verloop van de schuifspanning langs de maatgevende glijcirkel (bij vernageling). In D-Stability is de in TALREN gevonden ligging van het glijvlak ingevoerd. De figuur laat zien dat de verschillen tussen D-Stability en TALREN klein zijn. Het verschil met de schuifspanning in *PLAXIS* is het gevolg van de vorm van de glijcirkel. In zowel D-Stability als TALREN is gerekend op basis van de Bishop methode. De verschillen met de getoonde schuifspanning in *PLAXIS* komen voort uit een niet-cirkelvormig glijvlak.



Figuur 10.12 Vergelijk van de schuifspanning tussen PLAXIS, D-Stability en TALREN bij gelijke glijcirkel

10.5.3 Controle faalmechanismen Dijkvernageling

De berekende krachten in de nagels zijn getoetst voor de constructieve en interactie-faalmechanismen STR & SSI. Hiertoe is gebruikgemaakt van een spreadsheet waarbij iedere nagel afzonderlijk wordt getoetst. Het resultaat is zonder uitleg opgenomen in Bijlage H. De uitleg op de toe te passen toetsingsregels wordt wel gegeven in de volgende volgende paragraaf.

10.6 Rekenresultaten en toetsingen PLAXIS

10.6.1 Geotechnische stabiliteit

De controle op geotechnische stabiliteit vindt plaats in Fase 6. In Fase 5 is de karakteristieke grondsterkte al gereduceerd met een schadefactor en modelfactor, waarna de krachten en momenten worden afgelezen. De daarbij toegepaste reductiefactor is in totaal 1,23, zie § 10.3.1. Voor de toets op geotechnische stabiliteit wordt vervolgens nog gecontroleerd of de door *PLAXIS* bepaalde aanvullende stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$ groter is dan de geotechnische schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo}$ van 1,05. De berekende $\sum M_{SF}$ tijdens de safety-analyse is gepresenteerd in Figuur 10.13. Na $\sum M_{SF} = 1,07$ is de uittrekkracht van de nagels bereikt. Daarna kan in de berekening door deuvelwerking nog wel extra dwarskracht worden overgebracht, maar daarbij ontstaan zeer grote verplaatsingen. De bij deze vervormingen berekende resultaten zijn niet meer realistisch. Om deze reden wordt bezwijken verondersteld bij $\sum M_{SF} = 1,07$. Met de al toegepaste grondreductie van 1,23 geeft dit een overall stabiliteitsfactor van 1,32.

Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 6.6. Ter vergelijking is het maatgevende glijvlak uit TALREN hierover geplot. De glijvlakken komen goed met elkaar overeen, wat vertrouwen geeft dat de gevonden glijvlakken correct zijn.





Figuur 10.13 Berekende $\sum M_{SF}$ in safety-analyse (Fase 6)



Figuur 10.14 Maatgevend glijvlak bij geotechnische toets

10.6.2 Controle faalmechanismen Dijkvernageling

In de navolgende paragrafen worden de zes deelfaalmechanismen van *Dijkvernageling* (STR & SSI) getoetst. Alle gepresenteerde resultaten volgen uit Fase 5 van de *PLAXIS*-berekening. Een samenvatting van de maximale krachten per nagel is gegeven in Tabel 10.11; zie voor de betekenis van de in de tabel gebruikte symbolen Figuur 10.15. Daarin is het verloop van de krachten gevisualiseerd. Opgemerkt wordt dat in Figuur 10.15 de gepresenteerde krachten uit *PLAXIS* per meter dijk zijn. Om tot krachten per nagel te komen moeten de waarden vermenigvuldigd worden met de hart-op-hartafstand van de nagels (1,2 m). Dit is al verwerkt in Tabel 10.11.

		1 3	2	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	5 5	
Nagel	<i>T_{skin;k}</i> [kN/m]	T _{lat;k} [kN/m]	N _{nagel;k} [kN]	N _{facing;k} [kN]	V _{nagel;k} [kN]	M _{nagel;k} [kNm]
Nagel 1	3,19	3,28	38,05	17,55	0,90	0,27
Nagel 2	3,19	4,90	42,37	17,84	1,35	0,27
Nagel 3	3,19	6,83	47,74	20,01	1,65	0,33
Nagel 4	3,19	7,65	53,12	23,35	2,04	0,41
Nagel 5	3,19	6,18	58,02	28,92	1,69	0,45

 Tabel 10.11
 Maximale krachten in Fase 5 per nagel t.b.v. toetsing faalmechanismen Dijkvernageling



Figuur 10.15 Berekende krachten uit Fase 5 ten behoeve van toetsing faalmechanismen Dijkvernageling

10.6.2.1 SSI1: overschrijden axiale schachtweerstand van de nagel (slip)

In Figuur 10.15 is duidelijk te zien dat de opgelegde maximale schachtweerstand vrijwel volledig wordt gemobiliseerd. Alleen ter plaatse van het afschuifvlak, waar de richting van de schachtwrijving omslaat, en ter plaatse van de facing kan er geen schachtweerstand gemobiliseerd worden. Dat komt doordat de grond hier al plastisch is. De maximale schachtwrijving van 3,19 kN/m komt overeen met de opgegeven waarde voor de schachtweerstand, zie § 10.4.4. De unity check = 1,00 voldoet impliciet.

10.6.2.2 SSI2: overschrijden laterale schachtweerstand van de nagel (snijden)

De door *PLAXIS* gepresenteerde laterale schachtwrijving heeft een grillig verloop, waaraan weinig betekenis kan worden toegekend. De dwarskrachtenlijn en de momentenlijn tonen wel een realistisch effect van de deuvelwerking rondom het glijvlak. De maximale laterale schachtwrijving zit in de op een na onderste nagel en bedraagt 7,65 kN/m. De maximaal toelaatbare laterale schachtweerstand $T_{lat;max} = 32,0$ (zie § 10.4.5).

10.6.2.3 STR1: constructief bezwijken nagel op dwarskracht en normaalkracht

De dwarskracht en normaalkracht in de nagel worden gelimiteerd door de opgegeven maximale schachtweerstand van de nagel ($T_{skin;max}$ en $T_{lat;max'}$ zie § 10.4.6.1). Dit is maatgevend voor het bepalen van de stabiliteitsfactor. Wanneer de nagel-grond interactie (schachtweerstand) groter is, kan de maximale kracht in een individuele nagel groter worden door een andere verdeling van kracht in de nagels onderling. Voorkomen moet worden dat de kern van één nagel bezwijkt voordat alle nagels voldoende gemobiliseerd zijn. Om deze reden is een berekening gemaakt met zeer hoge schachtwrijving ($T_{skin;max} = 100$ kN/m), zodat een bovengrens wordt gevonden van de maximale nagelkracht in de kern.



In Tabel 10.12 staat een overzicht van de maximale kracht in de vijf nagels op basis van hoge schachtwrijving. In axiale richting wordt meer kracht op gebouwd, in laterale richting (moment en dwarskracht) zijn de krachten juist lager. Eerst wordt de axiale kracht in de nagels opgebouwd, later pas de laterale kracht. Dit kwam ook al naar voren in § 10.6.1.

Tabel 10.12	Maximale krachten in Fase 5 per nagel o.b.v. Tskin;max = 100 kN/m						
Nagel	<i>T_{skin;k}</i> [kN/m]	T _{lat;k} [kN/m]	N _{nagel;k} [kN]	N _{facing;k} [kN]	V _{nagel;k} [kN]	M _{nagel;k} [kNm]	
Nagel 1	11,96	3,28	36,44	3,67	0,49	0,08	
Nagel 2	7,69	4,53	40,80	3,27	1,17	0,12	
Nagel 3	6,74	6,40	48,58	7,42	1,64	0,14	
Nagel 4	8,52	7,32	60,66	14,22	2,05	0,21	
Nagel 5	10,37	6,30	76,43	15,46	1,54	0,28	

Voor de STR1-toetsing op constructief bezwijken van de nagel op dwarskracht en normaalkracht wordt gebruikgemaakt van de maximale normaalkracht uit Tabel 10.12 ($N_{nagel;k} = 76,43$ kN) en de maximale dwarskracht uit Tabel 10.12 ($V_{nagel;k} = 2,05$ kN). De rekenwaarden zijn als volgt:

$$N_{nagel;d} = N_{nagel;d} \cdot \gamma_{b;ank} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;N;nagel} = 76,43 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,25 = 115,6 \text{ [kN]}$$
$$V_{nagel;d} = V_{nagel;d} \cdot \gamma_{b;str} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;V;nagel} = 2,05 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,25 = 3,1 \text{ [kN]}$$

De kern van de nagel is bij deze combinatie voldoende sterk (zie eigenschappen in § 10.4.2). De unity check is 321 / 650 = 0,49:

$$\begin{split} &\sqrt{\left(\sigma_{n;d}\right)^{2} + 3\left(\tau_{d}\right)^{2}} = \sqrt{\left(\frac{N_{nagel;d} \cdot 10^{3}}{A_{nagelkern}}\right)^{2} + 3\left(\frac{V_{nagel;d} \cdot 10^{3}}{A_{nagelkern}}\right)^{2}} \le f_{y;d} \\ & \rightarrow \sqrt{\left(\frac{115,6 \cdot 10^{3}}{360}\right)^{2} + 3\left(\frac{3,1 \cdot 10^{3}}{360}\right)^{2}} = 321 < 650 \text{ [N/mm^{2}]} \end{split}$$

10.6.2.4 STR2: constructief bezwijken nagel op buigend moment en normaalkracht

Voor de toetsing van 'STR2: constructief bezwijken nagel op buigend moment en normaalkracht' wordt gebruikgemaakt van de maximale normaalkracht uit Tabel 10.12 ($N_{nagel;k} = 76,43$ kN) en het maximale buigend moment uit Tabel 10.11 ($M_{nagel;k} = 0,45$ kN). De rekenwaarden zijn als volgt:

$$N_{nagel;d} = N_{nagel;d} \cdot \gamma_{b;ank} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;N;nagel} = 76,43 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,25 = 115,6 \text{ [kN]}$$
$$M_{nagel;d} = M_{nagel;d} \cdot \gamma_{b;str} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;M;nagel} = 0,45 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,25 = 0,7 \text{ [kN]}$$

De kern van de nagel is voldoende sterk op normaalkracht en moment:

$$\frac{N_{nagel;d}}{N_{Rd}} + \frac{M_{nagel;d}}{M_{Rd}} = \frac{115,6}{234} + \frac{0,7}{4,13} = 0,66 \le 1,00$$

10.6.2.5 STR3: constructief bezwijken kopplaat (facing)

Voor de toetsing van de facing is er in de TALREN-berekening vanuit gegaan dat deze de maximale normaalkracht uit de nagel moet kunnen opnemen. Dit betekent dat de nagel in het afschuivende grondmassief geen schachtweerstand afdraagt naar de ondergrond, wat een conservatief uitgangspunt is.

Uit de *PLAXIS*-berekening volgt dat ook in het afschuivende deel een aanzienlijk deel aan schachtweerstand kan worden opgebouwd, waardoor de resulterende kracht op de facing beperkt is. Dit is in Tabel 10.11 en Tabel 10.12 te zien aan het verschil tussen $N_{nagel;k}$ en $N_{facing;k}$, waarbij de laatste de normaalkracht ter plaatse van de facing is, dus aan het begin van de embedded beam row. De berekende kracht op de facing kan in *PLAXIS* echter onderschat worden. Als de schachtweerstand in het passieve deel groter blijkt te zijn (hogere nagelkracht), maar de schachtweerstand in het actieve deel kleiner (lagere afdracht), blijft er een groter aandeel over voor de facing.

Optimalisatie van de rekenwaarde voor de kracht op de facing zou verdere *PLAXIS*-berekeningen vereisen, waarbij veilige boven- en ondergrenswaarden worden gekozen voor respectievelijk het passieve en actieve deel van de nagel. Omdat de scheiding tussen actief en passief vooraf niet vaststaat, zullen daarbij enkele iteraties nodig zijn. Dit is voor deze voorbeeldberekening niet verder uitgewerkt. De facing zal daarom gedimensioneerd worden op de maximale nagelkracht, dus zonder afdracht in het afschuivende deel, gelijk aan de aanpak in TALREN.

De rekenwaarde van de normaalkracht op de facing voor de constructieve toets is:

$$N_{facing;str;d} = N_{nagel;k} \cdot \gamma_{b;ank} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;facing;str} = 76,43 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,25 = 115,6$$
 [kN]

Deze rekenwaarde van de normaalkracht is de input waarmee een constructeur de facing kan dimensioneren. De facing en de verbinding dienen getoetst te worden op basis van de optredende (gecombineerde) spanningen in de plaat conform de daarvoor geldende materiaalspecifieke Eurocodenormen. Deze dimensionering is in dit hoofdstuk niet verder uitgewerkt.

10.6.2.6 SSI3: overschrijden draagvermogen grond onder kopplaat (facing)

Voor de draagkracht van de ondergrond onder de kopplaat (facing) wordt (conservatief) uitgegaan van de maximale normaalkracht in de nagel, dus zonder afdracht van schachtwrijving in het afschuivende deel. De rekenwaarde van de normaalkracht op de facing voor de draagkracht toets is:

$$N_{facing;geo;d} = N_{nagel;k} \cdot \gamma_{b;ank} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;facing;geo} = 76,43 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,10 = 101,7 \text{ [kN]}$$

Voor de bepaling van de draagkracht is een facing toegepast van 0,8 x 0,8 m. De draagkracht van de ondergrond volgens de analytische formulering uit de PPV is:

$$R_{facing;geo;d} = A \cdot c_{u;d} \cdot (\pi + 2) \cdot s_{c;facing} = 0,64 \cdot 29,6 \cdot (\pi + 2) \cdot 1,2 = 116,9 \text{ [kN]}$$



$$s_{c;facing} = 1 + 0, 2 \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0, 2 \cdot \frac{0, 8}{0, 8} = 1, 2$$
 [-]

waarin:

De unity check is:

$$\frac{N_{facing;geo;d}}{R_{facing;geo;d}} = \frac{105,2}{116,9} = 0,87 \le 1,00$$

Naast bovenstaande analytische berekening van de draagkracht van de ondergrond dient een *PLAXIS*-detailberekening gemaakt te worden waarmee de draagkracht wordt bepaald. De laagste draagkracht uit de analytische- en *PLAXIS*-berekening dient gebruikt te worden voor de dimensionering van de facing. De *PLAXIS*-detailberekening van de kopplaat is niet uitgevoerd in de voorbeeldberekening. Voor verdere aanwijzingen omtrent het bepalen van de draagkracht van de kopplaat in *PLAXIS* wordt verwezen naar de PPV.

10.6.3 Vervormingen

Conform de hoofdstukken 2 en 4 worden de vervormingen bij constructief versterkte dijken berekend bij de Waterstand bij Norm (WBN, gelijk aan MHW) en bij lage karakteristieke waarde van de grondstijfheid en grondsterkte. De vervormingen als gevolg van hoogwateromstandigheden, in combinatie met verkeersbelasting, worden beschouwd. Vervormingen als gevolg van de bouwfase en bodemdalingsfasen worden hierbij dus niet meegenomen. Het betreft dus alleen de som van de vervormingen in Fase 4a en Fase 4b.

In Figuur 10.16 en Figuur 10.17 zijn respectievelijk de horizontale en de verticale verplaatsingen van de dijk weergegeven. De maximale kruinzakking is 12 mm (onder de verkeersbelasting), wat ruim voldoet aan de zakkingseis van 0,10 m. In Figuur 10.18 zijn de totale verplaatsingen van de nagel gepresenteerd. De maximale verplaatsing van de nagels is ca. 3 cm. Daarbij moet opgemerkt worden dat het grootste deel van de verplaatsing komt uit horizontale verplaatsing van de dijk als gevolg van hoogwater. De relatieve verplaatsing van de nagels ten opzichte van de grond is ca. 3 mm. De verschilverplaatsing tussen de binnen- en buitenteen is minder dan 0,1 m.



Figuur 10.16 Horizontale verplaatsingen, maximaal 35 mm bij de kruin



Figuur 10.17 Verticale verplaatsingen, maximaal 12 mm zakking van de kruin



Figuur 10.18 Totale vervorming nagels



10.6.4 Nauwkeurigheidscontroles

Conform § 3.6.2 dient aangetoond te worden dat een fijner elementennet of een scherper nauwkeurigheidscriterium geen significante invloed heeft op de uitkomst.

Er is standaard gebruikgemaakt van een fine global mesh, met een lokale verfijning rondom de constructieve elementen. Met een extra berekening met een very fine global mesh is gecontroleerd of dit voldoende fijn is. Daarnaast is een extra berekening gemaakt met een scherpere tolerated error van 0,005.

In onderstaande tabellen worden de resultaten gepresenteerd, inclusief vergelijking met de originele resultaten. Wat betreft de berekende krachten zijn de verschillen minimaal. De normaalkracht in de nagel heeft een maximale afwijking van \pm 2%. De relatieve afwijking in het buigend moment en de dwarskracht is groter, maar het absolute verschil kleiner. Alleen de dwarskracht in de onderste nagel is hoger, maar voldoet nog ruim aan de dwarskrachtcapaciteit.

In Figuur 10.19 is de berekende $\sum M_{SF}$ gepresenteerd. De drie grafieken liggen vrijwel over elkaar. Op basis hiervan kan gesteld worden dat de basisberekening voldoende nauwkeurig is.

Nagel	<i>T_{skin;k}</i> [kN/m]	<i>T_{lat;k}</i> [kN/m]	N _{nagel;k} [kN]	N _{facing;k} [kN]	V _{nagel;k} [kN]	<i>M_{nagel;k}</i> [kNm]
1	3,19 (0%)	2,06 (-37%)	38,02 (0%)	17,24 (-2%)	0,47 (-48%)	0,25 (-7%)
2	3,19 (0%)	2,33 (-52%)	42,16 (0%)	17,34 (-3%)	0,83 (-39%)	0,25 (-7%)
3	3,19 (0%)	3,51 (-49%)	46,79 (-2%)	18,84 (-6%)	0,97 (-41%)	0,29 (-11%)
4	3,19 (0%)	6,65 (-13%)	52,67 (-1%)	22,49 (-4%)	1,73 (-15%)	0,33 (-18%)
5	3,19 (0%)	11,76 (90%)	57,09 (-2%)	28,48 (-2%)	2,03 (20%)	0,37 (-16%)

Tabel 10.13 Maximale krachten met tolerated error = 0,005, incl. vergelijking originele berekening

Tabel 10.14 Maximale krachten met very fine mesh, incl. vergelijking originele berekening

Nagel	<i>T_{skin;k}</i> [kN/m]	<i>T_{lat;k}</i> [kN/m]	N _{nagel;k} [kN]	N _{facing;k} [kN]	V _{nagel;k} [kN]	<i>M_{nagel;k}</i> [kNm]
1	3,19 (0%)	3,74 (14%)	38,20 (0%)	17,30 (-1%)	0,83 (-9%)	0,19 (-30%)
2	3,19 (0%)	4,92 (0%)	42,30 (0%)	17,52 (-2%)	1,27 (-6%)	0,25 (-4%)
3	3,19 (0%)	4,29 (-37%)	47,45 (-1%)	19,17 (-4%)	1,24 (-25%)	0,21 (-35%)
4	3,19 (0%)	4,51 (-41%)	53,17 (0%)	23,38 (0%)	0,99 (-51%)	0,24 (-41%)
5	3,19 (0%)	11,94 (93%)	58,02 (0%)	29,58 (2%)	2,16 (28%)	0,30 (-32%)


Figuur 10.19 Berekende $\sum M_{SF}$ in safety-analyse (Fase 6) voor nauwkeurigheidscontroles



11 Ontwerp JLD-Dijkstabilisator

11.1 Inleiding

In dit hoofdstuk is een voorbeeldontwerp uitgewerkt voor een waterkering die is versterkt met de *JLD-Dijkstabilisator*. Dit verankerings- en vernagelingssysteem vergroot de weerstand tegen afschuiven.



Figuur 11.1 Overzicht werking JLD-Dijkstabilisator

De JLD-Dijkstabilisator is opgebouwd uit vijf onderdelen:

- 1. klapanker;
- 2. trekstang (verbindt klapanker met kopplaat);
- 3. LDE (vin-element dat over de trekstang wordt geschoven);
- 4. LDP (kopplaat waaraan de trekstang op het talud wordt bevestigd);
- 5. systeem om de voorspanning te monitoren.

Een klapanker wordt in het binnentalud onder een hoek naar de diepe ondergrond gebracht. Daar kan voldoende trekkracht worden opgenomen. Het klapanker is met een schroefverbinding aan de trekstang verbonden en wordt met een drijfstang op diepte gebracht. Hierbij wordt de trekstang mee op diepte getrokken. Over de trekstang wordt het LDE-element geschoven. De uitvoeringswijze is dus grondverdringend. Aan het maaiveld wordt de trekstang bevestigd aan de kopplaat met een moer. Door met een moer op de kopplaat de trekstang aan te spannen komt er voorspanning op het systeem. Onder de moer zit het monitoringssyteem dat de voorspanning registreert. Het LDE-element kan 'vrij' over de trekstang schuiven (buiten de grondweerstand) en wordt dus niet onder voorspanning gezet.

Hierna wordt de werking van de verschillende onderdelen van de JLD-Dijkstabilisator kort beschreven.

• Trekstang en klapanker

De trekstang en het klapanker zorgen voor de verankering van het systeem in een vaste zandlaag. Samen met de kopplaat kan hiermee ook voorspanning op het systeem worden gezet. De ankerstang brengt voornamelijk normaalspanning over en heeft gezien zijn kleine diameter van circa 25 mm een geringe interactie met de grond.

• LDE (vin-element)

Voor meer interactie met de grond is het LDE-element toegevoegd. Het LDE loopt van direct onder de kopplaat aan het talud tot enige meters voorbij het bezwijkvlak. Het LDE-element is een profiel met een grotere uitwendige afmeting (breedte 245 mm), dat over de trekstang heen wordt geschoven. Het LDE steekt door het verwachte bezwijkvlak en werkt hiermee als een deuvel. Daarnaast beschermt het LDE de trekstang tegen (grote) verschilvervormingen op de rand van het bezwijkvlak en het niet afschuivende deel van de waterkering. Tevens zorgt het LDE voor een oppervlaktevergroting ten opzichte van de ankerstang, waardoor de grond minder makkelijk langs het element kan snijden. Hierdoor kan het LDE krachten vanuit het actieve deel van het bezwijkvlak opnemen. Dit betreft dwarskrachten (deuvelwerking) en, in beperkte mate, schuifkrachten (nagelwerking).

• LDP (kopplaat)

Nabij het maaiveld wordt de LDP (kopplaat) geplaatst. Deze verhindert dat het afschuivende deel van het bezwijkvlak langs de ankerstang (en/of LDE) kan afschuiven. De kopplaat zet de krachten vanuit de grond om in een normaalkracht op de trekstang en het klapanker. Daarnaast zorgt de kopplaat er samen met de trekstang en het klapanker voor dat er voorspanning op het systeem gezet kan worden. Hierdoor kan de *JLD-Dijkstabilisator* directer reageren op kleine vervormingen in de grond zonder dat de trekstang eerst veel moet rekken voordat deze weerstand gaat bieden.

Monitoringssyteem

De voorspanning in het systeem wordt beïnvloed door de vervorming van de dijk/het talud. Het monitoringssyteem zorgt ervoor dat de actuele voorspanning altijd inzichtelijk is. Wanneer de voorspanning de drempelwaarden overschrijdt, wordt de voorspanning opnieuw in de *JLD-Dijkstabilisator* aangebracht.

In de PPV zijn de deelfaalmechanismen uit Tabel 11.1 onderscheiden voor de *JLD-Dijkstabilisator*. In Figuur 11.2 t/m Figuur 11.4 zijn de deelfaalmechanismen gevisualiseerd.

Geotechnisch falen (GEO)	Codering
Geotechnisch bezwijken door de vernagelingstechniek	GEO1
Geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek	GEO2
Constructief falen (STR)	Codering
Constructief bezwijken LDE door combinatie dwarskracht en normaalkracht	STR1
Constructief bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkracht	STR2
Constructief bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht	STR3
Constructief bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkracht	STR4
Constructief bezwijken kopplaat (incl. verbinding)	STR5
Constructief bezwijken klapanker (incl. verbinding)	STR6

Tabel 11.1 Deelfaalmechanismen JLD-Dijkstabilisator



Grond-constructie-interactie (SSI)	Codering
Snijden van de grond tussen de JLD-Dijkstabilisatoren	SSI1
Bezwijken houdkracht klapanker (draagkracht grond boven klapanker)	SSI2
Bezwijken grond onder de kopplaat	SSI3



 Figuur 11.2
 Deelfaalmechanismen JLD-Dijkstabilisator geotechnisch falen



Figuur 11.3 Deelfaalmechanismen JLD-Dijkstabilisator constructief falen



Figuur 11.4 Deelfaalmechanismen JLD-Dijkstabilisator grond-constructie-interactie

In het voorbeeldontwerp dat is uitgewerkt in dit hoofdstuk komen de meeste in de PPV benoemde ontwerpaspecten aan de orde, uitgezonderd de volgende aspecten.

- 3D-modellering van de JLD-Dijkstabilisator;
- overgangsconstructies;
- nageluitval.

11.2 Aangepaste schematisatie voor vernagelingstechnieken

Evenals in het rekenvoorbeeld van *Dijkvernageling* is een schematisering toegepast met een hoger niveau van de pleistocene zandlaag. Ook is de stijghoogte aangepast, zodat opdrijven niet optreedt. De reden hiervoor is dat de case Bergambacht zowel opdrijven als een fors stabiliteitstekort kent, met diepe glijvlakken. Vernagelingstechnieken zijn ontworpen om taludinstabiliteit tegen te gaan en zijn minder effectief tegen opdrijven. Daarnaast kunnen vernagelingstechnieken een stabiliteitstekort tot circa 25% oplossen. De aangepaste schematisering is beschreven in hoofdstuk 4.

11.3 Partiële factoren

11.3.1 Schadefactor, modelfactor en schematiseringsfactor

De toe te passen schadefactor ($\gamma_n = 1,16$) is afgeleid in § 4.9.2. De toe te passen modelfactor ($\gamma_d = 1,06$) is benoemd in § 4.9.3.

In de schematiseringsfactor is het effect van schematiseringsonzekerheden, zoals onzekerheden in laagligging en waterspanning, op stabiliteit en constructieve krachten/momenten verdisconteerd. Voor het in rekening brengen van schematiseringsonzekerheden worden verschillende scenario's berekend. Daarop worden een aparte schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit, voor constructief falen (op basis van moment) en voor grond-constructie-interactie (op basis van axiale kracht) gebaseerd. Het afleiden van de factor gebeurt aan de hand van de de daarvoor beschikbare POVM-spreadsheet, zie § 2.3 en Bijlage I.1.



Uitgangspunt voor de afleiding van de schematiseringsfactor is de basisschematisering zoals deze voor het ontwerp is vastgesteld, zie ook § 4.9.4.

Binnen deze schematisering zitten de volgende onzekerheden, die meegenomen worden binnen de schematiseringsfactor.

- 1. De dikte van de veenlaag: veenlaag 0,5 m dikker, dijksmateriaal 0,5 m dunner;
- 2. De ligging van de freatische lijn in de kruin van de dijk: opbolling in de dijk op NAP+ 3,9m (conform formulering TRW), in plaats van opbolling op basis van meetdata (NAP+ 3,0m);
- 3. De interfacestijfheidsfactoren van de embedded beam row: deze zijn verhoogd naar de defaultwaarden;
- 4. De hoogte van het naspannen van de voorspanning: hierbij is de voorspanning verhoogd tot 80 kN i.p.v. 70 kN (bovengrens) voor de constructieve schematiseringsfactor en de schematiseringsfactor voor de grond-constructie-interactie, en verlaagd tot 20 kN i.p.v. 30 kN (ondergrens).

In het hier uitgewerkte voorbeeld zijn de belangrijkste schematiseringsonzekerheden meegenomen. Daarbij wordt per scenario een veilige (conservatieve) keus voor de kans van optreden aangehouden, te weten een kans van 10%. Daarbovenop moet ook een conservatievere schematisatie van de stijghoogte in het pleistocene zand standaard worden meegenomen als scenario. In dit rekenvoorbeeld is hier echter vanaf geweken. De stijghoogte is namelijk samen met de geometrie aangepast, zodat het voorbeeld geschikt is voor toepassing van vernagelingstechnieken.

De vier scenario's worden in *PLAXIS* doorgerekend als variaties op een basisschematisering die aan alle geotechnische en constructieve eisen en toetsen voldoen. In bijlage I.1 zijn de resultaten van deze varianten weergegeven en de schematiseringsfactoren bepaald. Hieruit volgt:

- schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit: $\gamma_{b:geo} = 1,01$
- schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen: $\gamma_{b:str} = 1,09$
- schematiseringsfactor voor grond-constructie-interactie: $\gamma_{b:ssi} = 1,02$

Factor	Symbool	PLAXIS
Schadefactor	γ _n	1,16
Modelfactor	Ŷd	1,06
Schematiseringsfactor	γ _{b;geo}	1,01
Totale sterktereductie	SF _{eis}	1,24

Tabel 11.2	Samenvatting partiële	e factoren toets geote	chnisch falen
------------	-----------------------	------------------------	---------------

11.3.2 Belastingeffect-factoren

De volgens de PPV toe te passen belastingeffect-factoren voor de *JLD-Dijkstabilisator* zijn opgenomen in Tabel 11.3.

Tabel 11.3 Overzicht belastingeffect-factoren voor de JLD-Dijkstabilisator

Faalmechanisme	Symbool	Belastingeffect-factor
Constructief falen	Yadd;str	1,25
Grond-constructie-interactie	Yadd;ssi	1,10

11.3.3 Materiaalfactoren

Voor de verschillende elementen van de *JLD-Dijkstabilisator* dienen materiaalfactoren in rekening gebracht te worden om de weerstand te reduceren. In Tabel 11.4 zijn de materiaalfactoren opgenomen die volgens de PPV gelden voor de verschillende onderdelen van de JLD-Dijkstabilisator. De veiligheidsfactoren die verband houden met het toepassen van vezelversterkte kunststoffen zijn gebaseerd op de CUR-aanbeveling Vezelversterkte kunstoffen in bouwkundige en civieltechnische draagconstructies (CUR, 2017).

Symbool	Waarde	Omschrijving	Toepassing
$\eta_{c;100;l}$	0,42	Conversiefactor vezelversterkt kunststof sterkte loodrecht op de pultrusierichting	STR1, STR2, STR3, STR4, STR5
$\eta_{c;100;p}$	0,81	Conversiefactor vezelversterkt kunststof sterkte parallel aan de pultrusierichting	STR1, STR2, STR3, STR4, STR5
Ym;gvk	1,38 - 1,61	Materiaalfactor machinaal vervaardigd glasvezel kunststof, bestaande uit het product van γ_{m1} en γ_{m2} . Bepaald volgens CUR96:2017, artikel 2.4.4.3	STR1, STR2, STR3, STR4, STR5
X ¹⁾	0,85	Reductiefactor voor de van toepassing zijnde knik- vorm. Bepaald volgens CUR96:2017, artikel 6.5.1	STR2
$ ho^{1)}$	0,90	Reductiefactor voor het lokaal plooien en lokale imperfecties van op druk belaste delen. Bepaald volgens CUR96:2017, artikel 6.5.1	STR2
Ym;kopplaat	-	Materiaalfactor afhankelijk van materiaal kopplaat, conform Eurocode	STR5
Ym;vloei	1,02	Materiaalfactor voor vloeisterkte voor een periode van 100 jaar	STR6
<i>ү</i> т;си	1,35	Materiaalfactor ongedraineerde schuifsterkte	SSI1, SSI3
γ _a	1,25	Materiaalfactor draagkracht van een anker	SSI2
α_{groep}	0,59, zie § 11.3.4	Groepseffect-factor	SSI2
ξ	1,14 - 1,39	Correlatiefactoren voor de bepaling van karakteris- tieke waarden uit de resultaten van grondproeven	SSI2, SSI3
$\gamma_{s;t}$	1,25 - 1,35	Materiaalfactor voor schachtweerstand van nagels, afhankelijk van het uitvoeren van proefbelastingen	SSI3
f_1, f_2	1,00 ¹⁾	Factoren voor de schachtweerstand van palen in een paalgroep	SSI3

Tabel 11.4 Overzicht materiaalfactoren voor de elementen van de JLD-Dijkstabilisator

1) De factoren f1 en f2 gelden voor de schachtweerstand in zand. Voor LDE's in cohesieve grond geldt f1=f2=1,00, zie ook § 11.3.4.

Correlatiefactoren voor de bepaling van karakteristieke waarden uit de resultaten van grondproeven zijn afhankelijk van het aantal nagels dat mag worden geacht samen te werken bij overdracht van krachten door de constructie en van het aantal grondproeven dat wordt gebruikt voor het bepalen van de karateristieke waarde van de weerstand. De correlatiefactoren zijn opgenomen in Tabel 11.5.



Tabel 11.5 Correlatiefactoren volgens NEN 9997-1

	10
1 of 2 ξ_3 1,39 1,32 1,30 1,28 1,28 1,27 1,	25
$m \ge 3$ ξ_3 1,26 1,20 1,18 1,17 1,17 1,15 1,	14

m is het aantal nagels dat mag worden geacht samen te werken bij de overdracht van krachten door de constructie.

n is het aantal grondproeven dat wordt gebruikt voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de weerstand.

Naar analogie van paalfunderingen en schroefankers (NEN9997-1) zijn de correlatiefactor ζ en de partiële weerstandsfactor $\gamma_{s,t}$ van toepassing. Hoe meer LDE's worden beproefd, des te lager de partiële factoren. De toe te passen waarden zijn opgenomen in de PPV. Wanneer op alle LDE's een controleproef wordt uitgevoerd geldt $\zeta = 1,0$ en $\gamma_{s,t} = 1,25$. In dit voorbeeld is er vanuit gegaan dat niet op alle LDE's (en klapankers voor ζ) een controleproef is uitgevoerd, dus $\zeta > 1,0$ en $\gamma_{s,t} = 1,35$. Aangenomen is dat op voldoende LDE's en klapankers een controleproef is uitgevoerd, zodat $\zeta = 1,14$ kan worden toegepast.

De stalen onderdelen van de *JLD-Dijkstabilisator* worden thermisch verzinkt uitgevoerd. Een aanvullende corrosietoeslag is daarom niet noodzakelijk.

11.3.4 Groepseffect-factor

Groepseffect LDE axiaal

Het groepseffect van de LDE's in axiale richting is berekend conform NEN9997-1, naar analogie van trekpalen. Hierbij zijn groepseffectfactoren f_1 en f_2 van toepassing. Factor f_1 is de factor voor het effect van verdichting van de paalgroep en geldt voor zanden bij grondverdringende palen. Factor f_2 is voor de afname van korrelspanning in zandlagen waaraan de paal trekweerstand ontleent. Zowel f_1 als f_2 gelden dus voor zandlagen. De LDE's worden volledig in cohesieve grond geplaatst, hierdoor zijn groepseffectfactoren f_1 en f_2 gelijk aan 1,00 conform NEN9997-1.

Groepseffecten lateraal

De groepseffecten in laterale richting (in het vlak van de dwarsdoorsnede) worden impliciet meegenomen in *PLAXIS 2D*.

Groepseffect draagkracht klapanker

Het groepseffect van de draagkracht van de grond boven het klapanker is berekend volgens de richtlijn voor schroefankers zonder groutinjectie volgens CUR166 (CUR, 2012). Er wordt onderscheid gemaakt in een reductiefactor voor de draagkracht van de grond boven het klapanker in de dwarsrichting van de dijk, en een in de lengterichting van de dijk.

De reductiefactoren zijn afhankelijk van de equivalente diameter van het klapanker $D_{equivalent}$ (in het voorbeeld D_{eq} = 0,447 meter) en van de h.o.h.-afstand. De h.o.h.-afstand in de dwarsrichting van de dijk is gelijk aan de haakse afstand tussen de nagels, zie Figuur 11.5.



Figuur 11.5 Te hanteren h.o.h.-afstand tussen de klapankers in de dwarsrichting van de dijk

De groepseffect-factor dient lineair geïnterpoleerd te worden tussen waarden 0,5 en 1,0 voor afstanden tussen 1 en 8 keer $D_{equivalent}$ (zie Figuur 11.6). De totale groepseffectfactor voor de draagkracht is het product van de groepseffectfactor in de langsrichting en de groepseffectfactor in de dwarsrichting.



Reductiefactor t.g.v. groepseffect

Figuur 11.6 Reductiefactor draagkracht grond boven het klapanker afhankelijk van de h.o.h.-afstand

De h.o.h.-afstand in lengterichting is gelijk aan 1,0 m. De h.o.h.-afstand tussen de klapankers in dwarsrichting is gelijk aan 3,85 m.



In lengterichting is de verhouding h.o.h.-afstand versus de equivalente diameter $L_{h.o.h.} / D_{eq} = 2,24$. Conform CUR166 is dus het groepseffect in deze richting van toepassing (grens = $8 \cdot D_{equivalent}$). De groepseffect-factor wordt hierbij lineair geïnterpoleerd tussen 0,5 en 1,0 voor $1 \cdot D_{equivalent}$ tot $8 \cdot D_{equivalent}$. De groepseffect-factor in de lengterichting van de dijk is gelijk aan 0,59.

In lengterichting is de verhouding h.o.h.-afstand versus $L_{h.o.h.} / D_e = 8,61$. Donform CUR166 is er dus geen groepseffect in deze richting van toepassing (grens = $8 \cdot D_{equivalent}$). De groepseffect-factor in de dwars-richting van de dijk is gelijk aan 1,00.

De totale groepseffect-factor voor de draagkracht van de grond boven het klapanker is gelijk aan 0,59 * 1,00 = 0,59.

11.3.5 3D-factor

Bij het ontwerpen van vernagelingstechnieken in *PLAXIS 2D* wordt impliciet verondersteld dat de geschematiseerde situatie in de richting dwars op het gemodelleerde dwarsprofiel oneindig doorloopt. Bij vernagelingstechnieken, waarbij de elementen altijd met een bepaalde h.o.h.-afstand worden aangebracht, is dit per definitie niet correct. Hierdoor worden eventuele 3D-effecten niet meegenomen. Om te verdisconteren dat eventuele 3D-effecten niet worden meegenomen, wordt voor de 2D-berekeningen gewerkt met een extra veiligheid (3D-factor). Voor de vernagelingstechnieken *Dijkvernageling* en *JLD-Dijkstabilisator* dient voorlopig een correctiefactor van van $\gamma_{add;3D} = 1,10$ gehanteerd te worden op de effecten (berekende krachten en momenten).). Deze 3D-factor kan aangescherpt worden door het uitvoeren van *PLAXIS 3D*-berekeningen waarin 3D-effecten wel worden meegenomen.

11.4 Schematisering en fasering

11.4.1 Geometrie, bodemopbouw en waterspanningen

Het dijkprofiel, de bodemopbouw en de waterstanden zijn overgenomen uit de algemene ontwerpuitgangspunten (hoofdstuk 4). Zoals in § 11.2 vermeld, is een hoger niveau van de pleistocene zandlaag aangehouden en is het stijghoogteverloop aangepast, zodat opdrijven niet optreedt. Dit omdat anders het stabiliteitstekort niet oplosbaar is met vernagelingstechnieken.

De h.o.h.-afstand in de langsrichting is gelijk aan 1,0 m. Een overzicht van de positionering van de *JLD-Dijkstabilisatoren* is gegeven in Tabel 11.6.

JLD-Dijkstabilisator nr.	X [m]	Y [m]	L [m]	Hoek [°]
1	9,85	3,59	25,8	30
2	13,35	1,99	25,8	30
3	17,00	0,76	22,7	30
4	20,71	-0,79	19,8	30

Tabel 11 6	Positionerina	i van de II D-Di	ikstahilisatorer
1000111.0	rositionening	vullue JLD DI	JASCUONSULOIEI

11.4.2 Grondparameters

De toegepaste grondparameters zijn conform § 4.7.

11.4.3 Maximale axiale schuifweerstand LDE

Voor de interactie tussen de grond en de LDE's zijn aanvullende grondgegevens nodig, namelijk de conusweerstand q_c en schachtwrijvingsfactor α_t . De conusweerstand is afgelezen uit de kruinsonderingen. De LDE's liggen in dit voorbeeld voornamelijk in het dijksmateriaal. Bij de onderste twee *JLD-Dijkstabilisatoren* zit het LDE gedeeltelijk in de veenlaag. De LDE's worden aangebracht tussen NAP +1 en NAP -7. Op deze hoogte is, rekening houdend met hoogwater, de maatgevende conusweerstand bepaald die als representatief voor de gehele LDE's is genomen.

De schachtwrijvingsfactor moet worden bepaald op basis van bezwijkproeven. Deze proeven zijn niet beschikbaar voor de voorbeeldberekening. Op basis van trekproeven die zijn uitgevoerd in een proefveld bij een bezwijkproef (in Purmerend) is een karakteristieke schachtwrijvingsfactor bepaald van α_t =0,008, met een constante van 0,093 (MPa).

De rekenwaarde van de maximale axiale schuifweerstand $f_{s;d}$ langs het LDE is bepaald als volgt:

$$R_{t;d} = \frac{\int_0^L O_{s;gem} f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_t \cdot (q_{c;z;a} + c)}{\xi \cdot \gamma_{s;t} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi}}$$
(11.1)

$$=\frac{\int_{0}^{15,5} 0,68\cdot 1,0\cdot 1,0\cdot 0,008\cdot (350+93)}{1,14\cdot 1,35\cdot 1,10\cdot 1,10}=20,06\,[\text{kN}]$$

waarin:

$R_{t:d}$	rekenwaarde schuifweerstand tussen LDE en omhullende grond inclusief belasting-
,	effect-factoren [kN]
L	lengte van het LDE [m]
$O_{s;gem}$	de gemiddelde omtrek van het LDE [m]
f_1	factor voor het effect van verdichting van nagelgroep [-], zie § 11.3.3
f_2	factor voor de afname van korrelspanning in zandlagen waaraan de nagel zijn trekweerstand
	ontleent, door het belasten van de nagelgroep [-], zie § 11.3.3
α_t	schachtwrijvingsfactor [-]
С	constante op de conusweerstand waarmee bij de postdictie op de trekproeven in Purmerend de
	hoogste correlatie is gevonden met de gemeten schachtweerstand
$q_{c:z:a}$	gemiddelde conusweerstand op diepte z beneden maaiveld, gecorrigeerd voor effectieve span-
	ning bij maatgevend hoogwater [kN/m ²]
$\gamma_{s;t}$	partiële weerstandsfactor voor schachtweerstand [-], zie § 11.3.3
ξ	correlatiefactor afhankelijk van het aantal controleproeven [-], zie § 11.3.3

Voor *PLAXIS* wordt de schachtweerstand per meter LDE opgegeven (Tskin;max). De schachtweerstand dient echter opgegeven te worden per meter embedded beam row:

$$T_{skin;max} = R_{t;d} \cdot L = 20,06 \cdot 15,5 = 1,29 \tag{11.2}$$

waarin:

 $T_{skin;max}$ rekenwaarde van de axiale schachtweerstand in PLAXIS [kN/m]



De bij de bezwijkproef in Purmerend afgeleide schachtwrijvingsfactor is uitsluitend van toepassing op kleigronden. In de voorbeeldberekening wordt het LDE voornamelijk toegepast in klei. Bij de onderste twee *JLD-Dijkstabilisatoren* zit het LDE gedeeltelijk in de veenlaag. Bij de onderste van de vier *JLD-Dijkstabilisatoren* is het meeste veen aanwezig. De verhouding van de lengte van het LDE in klei en veen is 9,6 : 2,7 meter. Uitgaande van geen enkele schachtweerstand in veen is in *PLAXIS* een gemiddelde schachtweerstand van (9,6 * 1,29) / (9,6 + 2,7) = 1,0 kN/m toegepast over de gehele lengte van het LDE. Dit uitgangspunt is conservatief toegepast op alle vier de *JLD-Dijkstabilisatoren*.

11.4.4 Maximale laterale schuifweerstand LDE

Voor de bepaling van de grondsterkte bij laterale verplaatsing is de ongedraineerde schuifsterkte nodig. Deze volgt uit de *PLAXIS*-berekening met een SHANSEP-schuifsterkte $c_{u:k} = 40 \text{ kN/m}^2$.

De maximale laterale schuifweerstand $P_{we;d}$ moet worden bepaald voor *PLAXIS*. Deze schuifweerstand werkt op het oppervlak dat gelijk is aan de equivalente diameter van het LDE keer de lengte van het LDE. De rekenwaarde van deze maximale laterale schachtweerstand $P_{we;d}$ is als volgt nader beschreven in de PPV:

$$P_{we;d} = 0.85 \cdot c_{u;d} \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + s_c + d_c) = 0.85 \cdot 29.6 \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + 0.02 + 0.59)$$
(11.3)

$$= 0,85 \cdot 29,6 \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + 0,02 + 0,59) = 208,3 [\text{kN/m}^2]$$

$$c_{u;d} = \frac{c_{u;k}}{\gamma_{cu}} = \frac{40}{1,35} = 29,6$$
(11.4)

$$s_c = 0,02$$
 (11.5)

$$d_c = 0, 4 \cdot \arctan\left(\frac{H^*}{D_{equivalent}}\right) = 0, 4 \cdot \arctan\left(\frac{2,3}{0,245}\right) = 0,5$$
 (11.6)

waarin:

$P_{we;d}$	rekenwaarde lateraal draagvermogen van de ondergrond onder de nagel, ongedraineerde
	situatie [kN/m ²]
$c_{u;d}$	rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²]
<i>Уси</i>	partiële materiaalfactor ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²]
S_c	vormfactor [-]
d_c	dieptefactor [-]
D _{equivalant}	equivalante diameter LDE voor laterale belasting [m]
H^{*}	diepte tot hart LDE [m], diepte van punt LDE tot zwakste gedeelte kleilaag

De maximale laterale schachtweerstand is een invoerwaarde voor het eindige-elementenmodel (*PLAXIS 2D*). Bij de invoer in het model moet rekening gehouden worden met de breedte van het element (het LDE) en dienen de belastingfactoren meegenomen te zijn:

$$T_{lat;k} = D_{eq} \cdot P_{we} = 0,245 \cdot 208,3 = 51,03 \tag{11.7}$$

$$T_{lat,d} = \frac{T_{lat;k}}{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi}} = \frac{51,03}{1,1 \cdot 1,1} = 42,2$$
(11.8)

waarin:

- *T_{lat;k}* de karakteristieke laterale schachtweerstand embedded beam row dwarsrichting in *PLAXIS* [kN/m]
- *T*_{*lat;d} de rekenwaarde van de laterale schachtweerstand en invoerparameters voor het eindige-elementenmodel [kN/m]</sub>*
- $\gamma_{add:3D}$ additionele factor voor 3D-effecten [-]
- $\gamma_{add;ssi}$ belasting effect-factor voor grond-constructie-interactie [-], zie Tabel 11.4

11.4.5 Schematisering JLD-Dijkstabilisator

11.4.5.1 Inleiding

De JLD-Dijkstabilisator bestaat uit een aantal verschillende elementen (zie § 11.1): de kopplaat (LDP), de trekstang waarbij over een gedeelte van de stang het LDE-element wordt aangebracht en het klapanker. In *PLAXIS* wordt de *JLD-Dijkstabilisator* daarom ook met verschillende constructieve elementen gemodelleerd (zie Figuur 11.7). Deze verschillende onderdelen zijn beschreven in de volgende subparagrafen. Een overzicht van de eigenschappen van de elementen voor modelleren in *PLAXIS* is gegeven in § 11.4.5.6.



Figuur 11.7 Modelleerwijze JLD-Dijkstabilisator in PLAXIS, opbouw van constructieve elementen



11.4.5.2 Kopplaat (LDP) – plaatelement

De kopplaat van de *JLD-Dijkstabilisator* is gemodelleerd met een plaat-element. Het plaatelement dient zeer buigstijf te zijn ten opzichte van de stijfheid van de grond waarin de plaat is aangebracht. De breedte van de plaat moet gelijk worden gesteld aan de breedte van de kopplaat. Hierbij moet rekening gehouden worden met de te hanteren h.o.h.-afstand in de *PLAXIS 2D*-berekening. In het rekenvoorbeeld geldt een h.o.h.-afstand tussen de *JLD-Dijkstabilisatoren* van 1,0 meter. De kopplaat is in het huidige ontwerp vastgesteld op 0,9 x 1,0 meter (B x L). Bij een h.o.h.-afstand van 1,0 meter is hierdoor een breedte van de kopplaat van 0,9 meter gehanteerd.

De verbinding tussen de kopplaat (LDP) en het LDE zit in werkelijkheid tussen een vaste en scharnierende verbinding in. Tot nu toe is gebleken dat de schematisering in *PLAXIS* met een schanierende verbinding tussen de kopplaat en het LDE maatgevend is. Omdat het aantal ontwerpen met de *JLD-Dijkstabilisator* nog beperkt is, is het voorlopig noodzakelijk te controleren of een vaste verbinding niet leidt tot een lagere veiligheid of hogere snedekrachten. Voor dit rekenvoorbeeld zijn eveneens beide typen verbinding berekend en is voor de stabiliteit en de constructieve toetsen conservatief uitgegaan van maatgevende stabiliteit en snedekrachten.

11.4.5.3 Trekstang met LDE-element – embedded beam row

De combinatie van trekstang en LDE-element wordt in *PLAXIS* geschematiseerd door middel van één embedded beam row. Deze bestaat uit een rij van balkelementen met een buigstijfheid en axiale stijfheid, die door middel van veren verbonden zijn met de grondelementen waar de embedded beam row in ligt. Aan deze veren kan een axiale en laterale schuifsterkte worden toegekend.

Het gecombineerde element dient de rekstijfheid (*EA*) te hebben van de trekstang en de buigstijfheid (*EI*) van het LDE. Omdat de elasticiteitsmodulus van de trekstang gelijk is aan die van het LDE-element (beide versterkte kunststoffen met een E-modulus van 60 GPa) dient het oppervlak van de embedded beam row gelijk te worden genomen aan het oppervlak van de trekstang; daarnaast moet en het oppervlaktetraagheidsmoment gelijk worden genomen aan het oppervlaktetraagheidsmoment van het LDE.

De lengte van de embedded beam row is afhankelijk van het maatgevende glijvlak en moet zodanig gekozen worden dat de embedded beam row voldoende ver in het passieve niet-afschuivende deel van de dijk zit. Dit zorgt ervoor dat het LDE-element voldoende inbedding heeft. De dwarskracht aan de onderkant van de embedded beam row wordt meegenomen in de constructieve toets van de trekstang. De trekstang dient deze dwarskracht op te kunnen nemen.

De grond-constructie-interactie van de embedded beam row wordt bepaald door een op te geven maximale axiale schachtweerstand $T_{skin;max}$ [kN/m], een maximale laterale schachtwrijving $T_{lat;max}$ [kN/m] en een maximale puntweerstand F_{max} [kN]. Op basis van de correlatie die is opgesteld aan de hand van de trekproeven die zijn uitgevoerd in een proefveld bij de bezwijkproef in Purmerend, is de rekenwaarde van de axiale schachtweerstand bepaald op basis van de sonderingen van Bergambacht; de maximale laterale schachtweerstand is 1,0 kN/m (zie § 11.4.3). Voor de (in dit geval niet van toepassing zijnde) puntweerstand F_{max} moet de standaardwaarde van 0 kN worden gebruikt. De maximale laterale schachtweerstand $(T_{lat:max})$ is gelijk aan 42,2 kN/m, zie § 11.4.4.

Daarnaast zijn voor de grond-constructie-interactie zogeheten interfacestijfheidsfactoren benodigd; in axiale richting (ISF_{RS}) , in laterale richting (ISF_{RN}) en bij de punt (ISF_{KF}) . De nagels kunnen immers verplaatsen ten opzichte van de onderliggende grond. De hoeveelheid verplaatsing wordt bepaald door

de stijfheid van de ondergrond vermenigvuldigd met de *ISF*. *PLAXIS* geeft defaultwaarden voor deze interfacestijfheidsfactoren:

$$ISF_{RS} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}}\right)^{-0.75}$$
(11.9)

$$ISF_{RN} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}}\right)^{-0.75}$$
(11.10)

$$ISF_{KF} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}}\right)^{-0.75}$$
(11.11)

In bovenstaande formules is $L_{spacing}$ de ingevoerde h.o.h.-afstand van de nagels en D_{eq} de equivalente diameter van de nagels. Deze wordt als volgt door *PLAXIS* berekend:

$$D_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{EI}{EA}} \tag{11.12}$$

De buigstijfheid *EI* en rekstijfheid *EA* zijn, zoals hierboven beschreven, handmatig ingevoerd en bepaald op basis van de combinatie van de trekstang en het LDE-element. De door *PLAXIS* berekende equivalente diameter (0,67 meter), die wordt gebruikt voor het bepalen van de interfacestijfheden, wijkt daardoor af van de equivalante diameter van het LDE-element (gelijk aan de bovenbreedte van het LDE 0,245 meter). Om de grond-constructie-interactie op de juiste manier te modelleren, moeten de default-waarden worden overruled. Hiervoor kunnen bovenstaande formules gebruikt worden, waarbij in plaats van de door *PLAXIS* bepaalde equivalente diameter D_{ear} de breedte van het LDE B_{LDE} wordt ingevuld.

11.4.5.4 Trekstang zonder LDE – node-to-node-anker

Het gedeelte van de trekstang waar geen LDE aanwezig is, wordt gemodelleerd met een node-tonode-anker. Hierin wordt de voorspanning aangebracht. Het node-to-node-anker moet aangebracht worden tussen de onderzijde van de embedded beam row en het klapanker.

11.4.5.5 Klapanker – plaatelement

Het klapanker aan de onderzijde van de *JLD-Dijkstabilisator* is gemodelleerd met een plaatelement. De plaat dient zeer buigstijf te zijn ten opzichte van de stijfheid van de grond waarin de plaat is aangebracht. De leverancier van de klapankers kan verschillende typen leveren, met verschillende afmetingen. De benodigde sterkte en draagkracht van de ondergrond bepalen welk type klapanker geschikt is. Voor dit rekenvoorbeeld is klapanker type JLD 2.6 geselecteerd. De afmetingen van dit type klapanker zijn: L x B = 445,6 x 400 mm. In *PLAXIS* dient een *plate element* toegepast te worden waarbij de breedte is aangepast voor een juiste schematisatie in *PLAXIS 2D*. De breedte van het plate element in *PLAXIS* is, uitgaande van een strekkende meter, in dit voorbeeld 178 mm ((445,6x400)/1000).



11.4.5.6 Overzicht ingevoerde eigenschappen constructieve elementen

De volgende tabellen geven een overzicht van de ingevoerde eigenschapen voor de verschillende constructieve onderdelen.

Tabel 11.7 Kenmer	ken node-to-node		
Node-to-node-trekstang			
Huidige schematisatie in <i>PLAXIS</i>			
Material type		Elastoplastic	
EA	[kN]	2,10E+04	
L _{spacing}	[m]	1	
$F_{max,tens}$	[kN]	100	
F _{max,comp}	[kN]	100	

Tabel 11.8Kenmerken embedded beam row

Embedded beam row – LDE			
Huidige schematisatie in <i>PLAXIS</i>			
E	[kN/m ²]	6,00E+07	
A	[m ²]	3,50E-04	
γ	[kN/m ³]	19,1	
I_3	[m ⁴]	1,32E-05	
I_2	[m ⁴]	1,32E-05	
L _{spacing}	[m]	1	
Axial skin resistance		Linear	
T _{skin, start, max}	[kN/m]	1	
T _{skin, end, max}	[kN/m]	1	
Lateral skin resistance	[kN/m]	42,2	
F _{max}	[kN]	0	
Default values		No	
Axial stiffness factor		0,87	
Lateral stiffness factor		0,87	
Base stiffness factor		8,71	

Tabel 11.9Kenmerken plate

Plate – klapanker en kopplaat			
Huidige schematisatie in <i>PLAXIS</i>			
Material type		Elastoplastic	
Isotropic		Vec	
isotropic		yes	
EAI	[kN/m]	1,00E+06	
EA2	[kN/m]	1,00E+06	
EI	[kNm²/m]	1,00E+05	
d	[m]	1,095	
W	[kN/m/m]	0	
v(nu)		0,3	

11.4.6 Effect van zakkende grond op JLD-Dijkstabilisator

Bij de modellering van constructies in cohesieve grondlagen dient rekening gehouden te worden met zakkende grond op ankerstangen. Volgens de vastgestelde aanpak uit dit rapport wordt dit gemodelleerd door een voorspanning ('prestress') aan te brengen in de fase waarin effecten van zakkende grond op de constructie worden gemodelleerd (zie §3.4.6). Zakkende grond zorgt voor opspanning van de trekstang bij de *JLD-Dijkstabilisator*. Kruip zorgt voor afname van de voorspanning in de trekstang van de *JLD-Dijkstabilisator*. Om deze reden wordt de trekstang gedurende de levensduur van de constructie meerdere keren opnieuw afgespannen. Het effect van zakkende grond op ankerstangen werkt tegengesteld aan de afname van de voorspanning door kruip. De afname van de voorspanning door kruip is groter dan de toename van de voorspanning door zakkende grond. Voor de zekerheid dient bij het vaststellen van de bovengrens van de voorspanning een marge gehanteerd te worden, zodat het systeem een (beperkte) toename van de voorspanning in de *JLD-Dijkstabilisatoren* continu gemonitord. Lopen de voorspanning te hoog op dan kunnen alsnog maatrgel\en worden genomen om de voorspanning te reduceren.

11.5 Opzet eindige-elementenanalyse

11.5.1 Inleiding

Voor de opzet van de EEM-berekening voor de constructief versterkte dijk geldt als uitgangpunt de opzet zoals in hoofdstuk 4 beschreven voor de groene dijk. In het vervolg van deze paragraaf staan aanvullende uitgangs- en aandachtspunten die specifiek zijn voor het ontwerpen van een dijkversterking met de *JLD-Dijkstabilisator*.

11.5.2 Invoer van geometrie

Geen wijzigingen ten opzichte van de aangepaste basisschematisering voor vernagelingstechnieken uit hoofdstuk 4.

11.5.3 Invoer van waterspanningen

Geen wijzigingen ten opzichte van de aangepaste basisschematisering voor vernagelingstechnieken uit hoofdstuk 4.



11.5.4 Elementennet

De grond wordt geschematiseerd door 15-knoops driehoekige elementen (de standaardkeuze in *PLAXIS*). Het elementennet is op eenzelfde manier gegenereerd als beschreven in hoofdstuk 5, met als aanpassing dat er is gekozen voor een fijnere globale mesh (fine mesh). Tevens is er een extra verfijning in de cohesieve grondlagen en rond de constructieve elementen. Er is gebruikgemaakt van een verfijningsfactor van 0,25 voor de cohesieve grondlagen en de constructieve elementen. In Figuur 11.8 zijn de mesh-instellingen van het model weergegeven, de kleur groen geeft aan waar elementennetverfijning is toegepast. Figuur 11.9 toont de gegenereerde elementenmesh.



Figuur 11.8 Mesh-instellingen ontwerp JLD-Dijkstabilisator



Figuur 11.9 Gegenereerde elementenmesh JLD-Dijkstabilisator

11.5.5 Rekenfasering

In Figuur 11.10 is de rekenfasering weergegeven. Deze rekenfasering moet tweemaal worden doorlopen: éénmaal met de voorspanning die minimaal benodigd is om de vereiste stabiliteit te behalen en éénmaal met de initieel aan te brengen voorspanning.

Doordat de voorspanning als gevolg van vervormingen (kruip) van het dijklichaam (mede als gevolg van de voorspanning) afneemt in de tijd, wordt initieel een hogere voorspanning aangebracht dan strikt noodzakelijk voor de vereiste stabiliteit. Op deze manier wordt een buffer in de voorspanning gecreëerd, zodat de actuele voorspanning door vervorming niet te snel onder de vereiste waarde van de voorspanning ning komt.



Figuur 11.10 Schematische weergave rekenfasering JLD-Dijkstabilisator



Voor het ontwerp van de *JLD-Dijkstabilisator* zijn vier *PLAXIS*-berekeningen nodig, volgens de fasering uit Figuur 11.10. Het betreft de volgende varianten.

- Berekening met de ondergrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een vaste verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaatelement). Deze berekening wordt gebruikt voor het toetsen van de geotechnische stabiliteit, van de constructieve sterkte en van de vervormingen. Bij het toetsen van de vervormingen moet ook rekening gehouden worden met een reductie van de buigstijfheid van de vezelversterkte kunststoffen door degradatie gedurende de levensduur. De buigstijfheid van de vezelversterkte kunststoffen moet worden gereduceerd met de conversiefactor uit § 11.3.3.
- 2. Berekening met de ondergrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een scharnierende verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaatelement). Deze berekening wordt gebruikt voor het toetsen van de geotechnische stabiliteit, van de constructieve sterkte en van de vervormingen. Bij het toetsen van de vervormingen moet ook rekening gehouden worden met een reductie van de buigstijfheid van de vezelversterkte kunststoffen door degradatie gedurende de levensduur. De buigstijfheid van de vezelversterkte kunststoffen moet worden gereduceerd met de conversiefactor uit § 11.3.3.
- 3. Berekening met de bovengrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een vaste verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaatelement). Deze berekening wordt gebruikt voor het toetsen van de constructieve sterkte van de elementen.
- 4. Berekening met de bovengrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een scharnierende verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaat element). Deze berekening wordt eveneens gebruikt voor het toetsen van de constructieve sterkte van de elementen. De maatgevende snedekrachten van de vier berekeningen dienen gehanteerd te worden als ingang voor de constructieve toetsen.

11.6 Rekenresultaten en toetsingen

11.6.1 Inleiding

Hieronder worden de resultaten van de ontwerpberekeningen gepresenteerd. Het ontwerp wordt iteratief bepaald: eerst wordt per configuratie voor verschillende voorspanningen de geotechnische stabiliteit gecontroleerd. Vervolgens worden alle toetsen uitgevoerd voor de combinatie van configuratie en voorspanning die de vereiste stabiliteit levert.

Er is gestart met een configuratie van 3 *JLD-Dijkstabilisatoren* boven elkaar met een h.o.h.-afstand van 1 m. Bij deze configuratie bleek de geotechnische stabiliteit te voldoen maar werd net niet voldaan aan de constructieve sterkte. Vervolgens is een configuratie met vier *JLD-Dijkstabilisatoren* boven elkaar doorgerekend (zie Figuur 11.11). Het blijkt dat voor deze configuratie een minimale voorspankracht van 30 kN vereist is. Voor de initiële voorspankracht is 70 kN gekozen. In de volgende subparagrafen worden de resultaten gepresenteerd.



Figuur 11.11 Configuratie JLD-Dijkstabilisatoren

11.6.2 Controle deelfaalmechanismen

In de navolgende subparagrafen worden de elf deelfaalmechanismen van de *JLD-Dijkstabilisator* (GEO1 t/m SSI3, zie Tabel 11.1) getoetst. Alle gepresenteerde resultaten volgen uit fase 5 van de *PLAXIS* berekening. Een samenvatting van de maximale krachten per *JLD-Dijkstabilisator* staat in Tabel 11.10; voor de betekenis van de in de tabel gebruikte symbolen zie Figuur 10.15, waarin het verloop van de krachten is gevisualiseerd. Voor de constructieve toets worden de maximale normaal- en dwarskracht en het maximale moment bepaald uit de drie *PLAXIS*-berekeningen, zie § 11.5.5. De snedekrachten worden bepaald uit de fase van de constructieve toets (Fase 5), zie § 11.5.5.

Tabel 11.10 bevat een samenvatting van de maximale krachten per *JLD-Dijkstabilisator*. Voor de betekenis van de in de tabel gebruikte symbolen zie Figuur 11.12, waarin het verloop van de krachten is gevisualiseerd. Het maximale moment treedt op bij een voorspanning van 30 kN in de trekstang. De maximale normaalkracht en de maximale dwarskracht treden op bij een voorspanning van 70 kN.

De gepresenteerde krachten uit *PLAXIS* zijn per meter dijk. Om tot krachten per *JLD-Dijkstabilisator* te komen dienen de waarden vermenigvuldigd te worden met de h.o.h-afstand van de *JLD-Dijkstabilisatoren* (in geval van dit voorbeeld 1,0 m).



JLD-Dijkstabilisator	<i>T_{skin;k}</i> [kN/m]	<i>T_{lat;k}</i> [kN/m]	$N_{tr;k}{}^{1)}$ [kN]	V _{LDE;k} [kN]	<i>M_{LDE;k}</i> [kNm]
1	1,00	12,82	61,11	3,64	8,77
2	1,00	12,14	79,54	4,90	11,97
3	1,00	14,44	82,08	5,64	13,54
4	1,00	16,10	85,38	8,51	14,51
Maatgevende <i>PLAXIS</i> -bere- kening (zie § 11.5.5)	1 t/m 4	2	4	4	2

Tabel 11.10 Maximale krachten in Fase 5 per JLD-Dijkstabilisator t.b.v. toetsing deelfaalmechanismen

1) $N_{tr;k}$ is de maximale normaalkracht uit de embedded beam row en de trekstang en wordt gebruikt voor het toetsen van de trekstang en het toetsen van de kopplaat en geldt daarnaast als bovengrenswaarde voor de normaalkracht in het LDE.

Axiale schachtweerstand (Tskin)



Laterale schachtweerstand (T_{lat})





Add Brown ((walkid op U/DB) texes) (Texe 46,04°10° deg Rateur obs - 20,010): (Street 2010): 49(4) Parcer obs - 20,010(4): (Street 1 article 40(3)

Dwarskracht (V_{LDE})

Normaalkracht (N_{LDE})



Buigend moment (M_{LDE})



Figuur 11.12 Berekende snedekrachten uit Fase 5 t.b.v. de toetsing van de deelfaalmechanismen

In de navolgende subparagrafen zijn de toetsingen van de deelfaalmechanismen uitgewerkt. In Bijlage I.1 is het gehele overzicht van de toetsingen van de deelfaalmechanismen opgenomen, inclusief tussenstappen en verwijzingen naar brondocumenten voor de eigenschappen van de elementen.

11.6.2.1 GEO1 en GEO2: geotechnisch bezwijken

Voor de configuratie van vier JLD-Dijkstabilisatoren met een voorspanning van 30 kN is de vereiste stabiliteit gecontroleerd. Dit gebeurt door met een design approach eerst de rekenwaarden van de grondsterkte in rekening te brengen, gebruikmakend van een factor van 1,23 (modelfactor van 1,06* schadefactor van 1,16). Hierna wordt met een safety-analyse de geotechnische stabiliteit getoetst aan de schematiseringsfactor voor de geotechnische stabiliteit. De in de safety-analyse behaalde stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$ moet groter zijn dan de geotechnische schematiseringsfactor. De laterale schuifweerstand in *PLAXIS* (T_{lat}) is gelimiteerd. Daardoor wordt de maximale laterale belasting op het LDE niet overschreden. Snijden van de grond wordt meegenomen in de geotechnische toets.

Onderstaande grafiek geeft het resultaat van de safety-analyse weer (Figuur 11.13). De vereiste geotechnische schematiseringsfactor is ruimschoots behaald. De safety vlakt uit bij een $\sum M_{SF}$ van 1,075. Met de al toegepaste grondreductie van 1,23 geeft dit een overall stabiliteitsfactor van 1,32.



Het maatgevend glijvlak is weergegeven in Figuur 11.14.

Figuur 11.13 Safety, resultaat geotechnische toets schematiseringsfactor

Door het uitvoeren van de safety-analyse in *PLAXIS* is direct ook getoetst op het optreden van glijvlakken buiten de *JLD-Dijkstabilisator* (deelfaalmechanisme GEO2).





Figuur 11.14 Maatgevend glijvlak bij geotechnische toets

11.6.2.2 STR1: Constructief bezwijken LDE door combinatie dwarskracht en normaalkracht

De te toetsen dwarskracht in het LDE is de maximale dwarskracht in de embedded beam (row) uit de constructieve toets (Fase 5) van de *PLAXIS*-berekeningen (zie Tabel 11.10).

De maximale normaalkracht die in het LDE kan optreden bestaat uit de sommatie van de bovengrens van de puntweerstand van het uiteinde van het LDE en de bovengrens van de schachtwrijving. De maximale normaalkracht dient berekend te worden volgens formules 11.13 en 11.16. De maximale normaalkracht kan echter nooit groter worden dan de maximale voorspanning plus het oplopen van de voorspanning door de maatgevende waterstand en de kruip (inclusief de veiligheidsfactoren) zoals berekend in het *PLAXIS*-model, zie formule 11.21.

De bovengrens van de puntweerstand van het uiteinde van het LDE moet bepaald worden met behulp van de formules:

$$R_{b:cal} = A_b \cdot q_b = 8519 \cdot 10^{-6} \cdot 1879, 8 = 16,01 \tag{11.13}$$

$$q_{b} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \beta \cdot s \cdot \left(\frac{q_{c;I;gem} + q_{c;I;gem}}{2} + q_{c;I;gem}\right) \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str}}{\alpha_{p}}$$
(11.14)

$$\Rightarrow \frac{\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 0,87 \cdot \left(\frac{950 + 950}{2} + 1250\right) \cdot 1,1 \cdot 1,25}{0,7} = 1879,8$$

$$s = \frac{1 + \frac{\sin \alpha}{r}}{1 + \sin \alpha} = \frac{1 + \frac{\sin 32,5^{\circ}}{1,59}}{1 + \sin 32,5^{\circ}} = 0,87$$
(11.15)

$$r = \frac{b}{a} = \frac{0,245}{0,154} = 1,59$$

waarin:

$R_{b:cal}$	maximum puntdraagkracht [kN]
A_b	oppervlakte van de paalpunt [m ²]
q_b	maximale puntweerstand, met een maximum van 15 MPa [kN/m ²]
α_p	de paalklassefactor [-]. 0,70 voor een profiel dat over de gehele hoogte dezelfde doorsnede
	heeft. Indien dit niet het geval is, dient deze bepaald te worden conform tabel 7.c van NEN 9997-1 (NEN, 2017)
β	de factor die de invloed van de paalvorm in rekening brengt. 1,0 voor een profiel zonder ver-
	brede paalpunt. In gevallen zonder verbrede paalpunt dient deze factor bepaald te worden conform figuur 7.i van NEN 9997-1 [-]
S	de factor die de invloed van de vorm van de dwarsdoorsnede van de paalvoet in rekening
	brengt [-]
q _{c;I;gem}	de gemiddelde waarde van de conusweerstanden, over het traject I, dat loopt vanaf het paal-
	puntniveau tot een niveau dat ten minste 0,7 x D_{eq} en ten hoogste 4 x D_{eq} dieper ligt [kPa]
q _{c;II;gem}	de gemiddelde waarde van de conusweerstanden, over het traject II, dat loopt van het eindpunt
	van traject I naar het paalpuntniveau, waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conus-
	weerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde [kPa]
q _{c;III;gem}	de gemiddelde waarde van de conusweerstanden, over traject III dat van beneden naar bo-
	ven wordt doorlopen, van paalpuntniveau tot een niveau dat (8 x Deq), of in het geval dat
	b > 1,5 x a, (8 x a) hoger ligt, waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand
	nooit hoger mag zijn dan de direct eronder liggende waarde, te beginnen met de laagste in
	rekening gebrachte waarde van de conusweerstand over traject [kPa]
Yadd;3D	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 11.4
Yadd;ssi	belastingeffect-factor voor grond-constructie-interactie [-], zie Tabel 11.4
φ	de hoek van inwendige wrijving [0]
r	de verhouding b/a [-]
b	de grootste afmeting van de paalvoet [m]

(11.16)

a de kleinste afmeting van de paalvoet [m]

De bovengrens van de schuifweerstand dient bepaald te worden met behulp van de formules:

$$R_{t;d} = \int_0^L O_{s;gem} q_{s;d} = \int_0^{15,5} 0,71 \cdot 21,42 = 235,72$$
(11.17)

$$q_{s;k} = \alpha_t \cdot (q_c + c) = 0,008 \cdot (1465 + 93) = 12,46 \tag{11.18}$$

$$q_{s;d} = q_{s;k} \cdot \gamma_{s;t} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} = 12,46 \cdot 1,25 \cdot 1,1 \cdot 1,25 = 21,42$$
(11.19)

waarin:

 $\begin{array}{ll} R_{t;d} & \mbox{rekenwaarde van de schuifweerstand langs het LDE [kN]} \\ O_{s;gem} & \mbox{de gemiddelde omtrek van het LDE [m]} \\ q_{s;k} & \mbox{karakteristieke waarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond [kN/m²]} \end{array}$



$q_{s;d}$	rekenwaarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond [kN/m²] schachtwriivingsfactor [-]
q_c	gemiddelde conusweerstand, gecorrigeerd voor effectieve spanning bij maatgevend hoogwa-
	ter [kN/m ²]
$\gamma_{s;t}$	partiële weerstandsfactor voor schachtweerstand [-], zie Tabel 11.4
Yadd:3D	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 11.4
Yadd ssi	belastingeffect-factor voor schachtwrijving [-], zie Tabel 11.4

De bovengrens van de normaalkracht in het LDE is gelijk aan:

$$N_{LDE;d} = R_{b;cal} + R_{t;d} = 16014 + 235727 = 251741$$
(11.20)

waarin:

rekenwaarde waarde van de normaalkracht in het LDE [N]
rekenwaarde van de schuifweerstand langs het LDE [N]
maximum puntdraagkracht [N]
additionele factor voor 3D-effecten [-]
belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4
schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4

De bovengrens van de normaalkracht volgens formule 11.20 is hoger dan volgens formule 11.21 en daarom dient de bovengrenswaarde van formule 11.21 gehanteerd te worden voor het bepalen van de spanning.

Bij de toetsing van het LDE op een combinatie van dwarskracht en normaalkracht moet het element getoetst worden op de combinatiespanning door de maximale dwarskracht en de maximale drukkracht.

De maximale spanning veroorzaakt door de drukkracht in het LDE dient bepaald te worden met:

$$N_{LDE;d} = N_{LDE;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 85380 \cdot 1, 1 \cdot 1, 25 \cdot 1, 09 = 127963, 3$$
(11.21)

$$\sigma'_{LDE} = \frac{N_{LDE;d}}{A_{LDE}} = \frac{127963,3}{8519} = 15,02$$
(11.22)

waarin:

 $\begin{array}{ll} N_{LDE;d} & \text{rekenwaarde waarde van de normaalkracht in het LDE [N]} \\ N_{LDE;k} & \text{karakteristieke waarde van de normaalkracht in het LDE [N], hoogste normaalkracht uit de trekstang en de embedded beam row uit de constructieve toets in$ *PLAXIS* $\\ \textbf{y}_{add;3D} & \text{additionele factor voor 3D-effecten [-]} \\ \textbf{y}_{add;str} & \text{belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4} \\ \textbf{y}_{b;str} & \text{schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4} \\ \textbf{\sigma}'_{LDE;nm} & \text{optredende spanning t.g.v. normaalkracht in het LDE [N/mm²]} \\ \textbf{A}_{LDE} & \text{oppervlakte van de doorsnede van het LDE [mm²]} \end{array}$

De maximale spanning veroorzaakt door de dwarskracht in het LDE dient bepaald te worden met:

$$V_{LDE;d} = V_{LDE;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 8510 \cdot 1, 1 \cdot 1, 25 \cdot 1, 09 = 12754$$
(11.23)

$$\tau'_{LDE} = \frac{V_{LDE;d}}{A_{LDE}} = \frac{12754}{8519} = 1,50$$
(11.24)

waarin:

 $\begin{array}{ll} V_{LDE;k} & \mbox{karakteristieke waarde van de dwarskracht in het LDE [N]} \\ V_{LDE;d} & \mbox{rekenwaarde waarde van de dwarskracht in het LDE [N]} \\ \gamma_{add;3D} & \mbox{additionele factor voor 3D-effecten [-]} \\ \gamma_{add;str} & \mbox{belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4} \\ \gamma_{b;str} & \mbox{schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4} \\ \tau'_{LDE} & \mbox{optredende spanning t.g.v. dwarskracht in het LDE [N/mm²]} \\ A_{LDE} & \mbox{oppervlakte van de doorsnede van het LDE [mm²]} \end{array}$

De formule van Huber, een afleiding van het Van Mises-criterium, wordt toegepast om dwarskracht en trek-drukspanningen in staal te combineren:

$$\sigma_{com}' = \sqrt{\sigma'^2 + 3 \cdot \tau'^2} \tag{11.25}$$

De verhouding tussen maximale treksterkte en dwarskracht bij staal is 3. Bij vezelversterkt kunststof is de verhouding geen $\sqrt{3}$, maar groter. In plaats van 3 maal de dwarskracht is de formule herschreven tot:

$$\sigma'_{LDE;com} = \sqrt{\sigma'_{LDE}}^2 + n \cdot \tau'_{LDE}^2 = \sqrt{15,02^2 + 6,48 \cdot 1,50^2} = 15,50$$
(11.26)

$$n = \frac{\sigma'_{LDE;max} \cdot \eta_{c;100;p}}{\tau'_{LDE;max} \cdot \eta_{c;100;1}} = \frac{420 \cdot 0.81}{125 \cdot 0.42} = 6,48$$
(11.27)

waarin:

$\sigma'_{LDE;com}$	combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht [N/mm ²]
σ'_{LDE}	optredende spanning t.g.v. normaalkracht in het LDE [N/mm ²]
τ'_{LDE}	optredende spanning t.g.v. dwarskracht in het LDE [N/mm ²]
n	verhouding tussen de toelaatbare dwars- en trekspanning [-]
$\sigma'_{LDE;max}$	maximaal opneembare trekspanning LDE [N/mm ²]
$\tau'_{LDE;max}$	maximaal opneembare spanning t.g.v. dwarskracht LDE [N/mm ²]
$\eta_{c;100;l}$	conversiefactor voor afname sterkte loodrecht op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar
	[-], bepaald volgens CUR96:2017 (SBRCURnet, 2017)
$\eta_{c:100:p}$	conversiefactor voor afname sterkte parallel op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-],
, -, r	bepaald volgens CUR96:2017 (SBRCURnet, 2017)



De combinatie van dwars- en normaalkracht dient getoetst te worden volgens formule 11.28.

$$\frac{\sigma'_{LDE;com}}{\sigma'_{LDE;Rd}} = \frac{15,50}{234,78} = 0,07 \le 1$$
(11.28)

waarin:

 $\sigma'_{LDE;com}$ combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht in het LDE [N/mm²], volgens (11.27) $\sigma'_{LDE;Rd}$ rekenwaarde spanningscapaciteit van het LDE, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [N/mm²]

11.6.2.3 STR2: constructief bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkracht Het te toetsen moment in het LDE is het maximale moment in de embedded beam (row) uit de constructieve toets (Fase 5) van de *PLAXIS*-berekeningen (zie Tabel 11.10). Het maximum moment treedt op waar de dwarskracht gelijk is aan nul.

De maximale normaalkracht die in het LDE kan optreden bestaat uit de sommatie van de bovengrens van de puntweerstand van het uiteinde van het LDE en de bovengrens van de schachtwrijving of uit de in *PLAXIS* berekende maximale normaalkrachten inclusief veiligheidsfactoren. Deze maximale normaalkracht dient bepaald te worden volgens de methode beschreven in § 11.6.2.2, formules 11.13 t/m 11.22.

De rekenwaarde van het moment moet worden bepaald als volgt:

$$M_{LDE;d} = M_{LDE;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 14,51 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 = 21,75$$
(11.29)

waarin:

 $\begin{array}{ll} M_{LDE;d} & \text{rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kNm]} \\ M_{LDE;k} & \text{karakteristieke waarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kNm]} \\ \gamma_{add;3D} & \text{additionele factor voor 3D-effecten [-]} \\ \gamma_{add;str} & \text{belastingeffect-factor voor buigend moment in het LDE [-], zie Tabel 11.4} \\ \gamma_{b;str} & \text{schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4} \end{array}$

De combinatie van buigend moment en normaalkracht dient getoetst te worden volgens formule 11.30. N_{Rd} en M_{Rd} moeten afhankelijk van het gekozen materiaal van het LDE worden bepaald op basis van de geldende normen voor dat materiaal.

$$\frac{N_{LDE;d}}{N_{Rd}} + \frac{M_{LDE;d}}{M_{Rd}} = \frac{127,96}{1142,7} + \frac{21,75}{30,3} = 0,83 \le 1$$
(11.30)

waarin:

 $N_{LDE;d}$ rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing LDE [kN], volgens forrmule 11.20 N_{Rd} rekenwaarde normaalkrachtcapaciteit LDE, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn ver-

werkt. Indien de doorsnede knikgevoelig is, dient N_{Rd} vervangen te worden door $N_{b,Rd'}$ waarbij $N_{b,Rd}$ bepaald moet worden conform formule 11.31 [kN]

 $M_{LDE;d}$ rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kN], volgens formule 11.9 M_{Rd} rekenwaarde momentcapaciteit LDE, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [kN]

$$N_{b;Rd} = \chi \cdot \frac{\eta_{c;100;p} \cdot A \cdot \rho \cdot \sigma'_{LDE;Rk}}{\gamma_{m;gvk;knik}} = 0,85 \cdot \frac{0,81 \cdot 8519 \cdot 0,9 \cdot 350}{1,61} = 1,142 \cdot 10^6$$
(11.31)

waarin:

 $\begin{array}{ll} N_{b,Rd} & \text{de rekenwaarde van de knikweerstand van de op druk belaste staaf [N]} \\ \chi & \text{de reductiefactor voor de van toepassing zijnde knikvorm [-], bepaald volgens CUR96:2017} \\ (SBRCURnet, 2017) & \text{conversiefactor voor afname sterkte parallel op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-], bepaald volgens CUR96:2017 (SBRCURnet, 2017) & \text{oppervlakte de dwarsdoorsnede van het LDE [mm]} \\ \rho & \text{de reductiefactor voor het lokaal plooien en lokale imperfecties van op druk belaste delen [-], bepaald volgens CUR96:2017 (SBRCURnet, 2017) & \text{de reductiefactor voor het lokaal plooien en lokale imperfecties van op druk belaste delen [-], bepaald volgens CUR96:2017 (SBRCURnet, 2017) & \text{warkteristieke spanningscapaciteit van het LDE [N/mm²]} \end{array}$

 $\gamma_{m;gvk;knik}$ materiaalfactor knik voor vezel versterkt kunststoffen

11.6.2.4 STR3: constructief bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht

Bij de toetsing van de constructieve sterkte van de trekstang dient getoetst te worden op de combinatie van dwars- en normaalkracht. De buigstijfheid van het LDE is veel groter dan de buigstijfheid van de trekstang. De dwarskracht op het LDE wordt daarom door het LDE opgenomen en wordt niet doorgegeven aan de trekstang. Aan de onderkant van het LDE, waar de combinatie LDE en trekstang overgaat in alleen de trekstang, is echter nog een beperkte dwarskracht aanwezig. Deze dwarskracht wordt wel overgedragen op de trekstang. Daarom moet gecontroleerd worden of de aan het uiteinde aanwezige dwarskracht opgenomen kan worden door de trekstang in combinatie met de aanwezige normaalkracht.

De te toetsen dwarskracht in de trekstang is de dwarskracht aan de onderzijde van de embedded beam (row) uit de constructieve toets (Fase 5) van de *PLAXIS*-berekeningen (zie Tabel 11.10).

De te toetsen normaalkracht in de trekstang is het maximum van de maximale normaalkracht in de embedded beam (row) en de normaalkracht in de trekstang uit de constructieve toets (Fase 5) van de *PLAXIS*-berekeningen (zie Tabel 11.10).

Bij de toetsing van de trekstang op een combinatie van dwarskracht en normaalkracht dient het element getoetst te worden op de combinatiespanning door de maximale dwarskracht en de maximale trekkracht.

De maximale spanning veroorzaakt door de trekkracht in de trekstang dient bepaald te worden met:

$$N_{tr;d} = N_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 85380 \cdot 1, 1 \cdot 1, 25 \cdot 1, 09 = 127963, 3$$
(11.32)

$$\sigma'_{tr} = \frac{N_{tr;d}}{A_{tr}} = \frac{127963,3}{250} = 511,9$$
(11.33)

waarin:

 $\begin{array}{ll} N_{tr;k} & \mbox{karakteristieke waarde van de normaalkracht in de trekstang [N]} \\ N_{tr;d} & \mbox{rekenwaarde waarde van de normaalkracht in de trekstang [N]} \\ \gamma_{add;3D} & \mbox{additionele factor voor 3D-effecten [-]} \\ \gamma_{add;str} & \mbox{belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4} \end{array}$



$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4
σ'_{tr}	optredende spanning t.g.v. normaalkracht in de trekstang [N/mm ²]
A_{tr}	oppervlakte van de doorsnede van de trekstang [mm ²]

De maximale spanning veroorzaakt door de dwarskracht in de trekstang dient bepaald te worden met:

$$V_{tr;d} = V_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 1260 \cdot 1, 1 \cdot 1, 25 \cdot 1, 09 = 1890$$
(11.34)

$$\tau'_{tr} = \frac{V_{tr;d}}{A_{tr}} = \frac{1890}{250} = 7,56$$
(11.35)

waarin:

$V_{tr;k}$	karakteristieke waarde van de dwarskracht in de trekstang [N]
$V_{tr;d}$	rekenwaarde waarde van de dwarskracht in de trekstang [N]
Yadd;3D	additionele factor voor 3D-effecten [-]
Yadd;str	belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4
$\tau_{tr;dw}$	optredende spanning t.g.v. dwarskracht in de trekstang [N/mm ²]
A_{tr}	oppervlakte van de doorsnede van de trekstang [mm ²]

Voor de verhouding tussen maximale treksterkte en dwarskracht in de vezelversterkte kunststof van de trekstang dient eveneens de aangepast formule van Huber gehanteerd te worden.

$$\sigma'_{tr;com} = \sqrt{\sigma'_{tr}^{2} + n \cdot \tau'_{tr}^{2}} = \sqrt{511,9^{2} + 8,57 \cdot 7,56^{2}} = 512,4$$
(11.36)

$$n = \frac{\sigma'_{tr;max} \cdot \eta_{c;100;p}}{\tau'_{tr;max} \cdot \eta_{c;100;1}} = \frac{1000 \cdot 0,81}{225 \cdot 0,42} = 8,57$$
(11.37)

waarin:

$\sigma'_{tr:com}$	combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht [N/mm ²]
σ'_{tr}	optredende spanning t.g.v. normaalkracht in de trekstang [N/mm ²]
τ'_{tr}	optredende spanning t.g.v. dwarskracht in de trekstang [N/mm ²]
n	verhouding tussen de toelaatbare dwars- en trekspanning [-]
$\sigma'_{tr:max}$	maximaal opneembare trekspanning trekstang [N/mm ²]
τ'_{trmax}	maximaal opneembare spanning t.g.v. dwarskracht trekstang [N/mm ²]
$\eta_{c\cdot 100\cdot l}$	conversiefactor voor afname sterkte loodrecht op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-],
10,100,1	bepaald volgens CUR96:2017 (SBRCURnet, 2017)

 $\eta_{c;100;p}$ conversiefactor voor afname sterkte parallel op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-], bepaald volgens CUR96:2017 (SBRCURnet, 2017)

De combinatie van dwars- en normaalkracht moet getoetst worden volgens formule 11.38.

$$\frac{\sigma'_{tr;com}}{\sigma'_{tr;Rd}} = \frac{512,4}{587} = 0,87 \le 1$$
(11.38)

waarin:

- $\sigma'_{tr;com}$ combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht in de trekstang [N/mm²], volgens formule 11.36
- $\sigma'_{tr;Rd}$ rekenwaarde spanningscapaciteit in de trekstang, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [N/mm²]

11.6.2.5 STR4: constructief bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkracht Bij de toetsing van de constructieve sterkte van de trekstang dient getoetst te worden op de combinatie van moment en normaalkracht. De buigstijfheid van het LDE is veel groter dan de buigstijfheid van de trekstang. Hierdoor gedraagt het LDE zich als een volledige oplegging voor de trekstang, waardoor er geen dwarskrachten op de trekstang geprojecteerd worden over de lengte van het LDE.

De combinatie van moment en normaalkracht dient getoetst te worden over het gedeelte van de trekstang tussen het einde van het LDE en het klapanker. De te toetsen normaalkracht is gelijk aan de normaalkracht zoals beschreven in § 11.6.2.4. De rekenwaarde van de normaalkracht dient berekend te worden volgens formule 11.39. De rekenwaarde van het moment moet bepaald worden met de volgende formules.

$$M_{tr;d} = M_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 9,1 \cdot 10^{-4} \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 = 1,36 \cdot 10^{-3}$$
(11.39)

$$M_{tr;k} = M_{u;k} + M_{res;k} = 2,9 \cdot 10^{-4} + 6,2 \cdot 10^{-4} = 9,1 \cdot 10^{-4}$$
(11.40)

$$M_{u;k} = \frac{3 \cdot E_{tr} \cdot I_{tr} \cdot u_{tr}}{L_{vrij}^{2}} = \frac{3 \cdot 60 \cdot 10^{6} \cdot 0,78 \cdot 10^{-8} \cdot 0,012}{7,6^{2}} = 2,9 \cdot 10^{-4}$$
(11.41)

$$M_{res;k} = \left(\frac{q_{tot} \cdot E_{kopplaat} \cdot I_{kopplaat}}{N_{tr;d}}\right) \cdot \frac{1}{1 + a_{factor}}$$

$$= \left(\frac{4,94 \cdot 3450 \cdot 10^3 \cdot 829 \cdot 10^{-8}}{127,96}\right) \cdot 0,00056 = 6,2 \cdot 10^{-4}$$
(11.42)

$$q_{tot} = \frac{L_{vrij;coh}}{L_{vrij}} \cdot c_u \cdot D_{gem;tr} \cdot (1+a) + \frac{L_{vrij;nc}}{L_{vrij}} \cdot \sigma_{v;z} \cdot D_{gem;tr} \cdot (1+\frac{1}{2} \cdot (1+2k_0) \cdot \tan \delta \ (11.43)$$
$$= \frac{295}{7,6} \cdot 83 \cdot 0,02 \cdot (1+5) + \frac{4,7}{7,6} \cdot 111 \cdot 0,02 \cdot (1+\frac{1}{2} \cdot (1+2 \cdot 0,46) \cdot \tan 21,7 = 4,94$$

$$\frac{1}{1+a_{factor}} = \frac{u_{tr}}{L_{vrij} \cdot \frac{L_{vrij} \cdot q_{tot}}{N_{tr:d}}} \cdot \frac{1}{\pi^2} = \frac{0,012}{7,6 \cdot \frac{7,6 \cdot 4,83}{127,96}} \cdot \frac{1}{\pi^2} = 0,00056$$
(11.44)

waarin:

 $M_{tr;d}$ rekenwaarde van met moment in de trekstang [kNm]

 $M_{tr:k}$ karakteristieke waarde van met moment in de trekstang [kNm]



VIIID	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 11,3
Vaddiatu	belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.3
$\gamma_{aaa;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.3
M_{1}	karakteristieke waarde van het moment in de trekstang tig v. de vervorming [kNm]
M_{i}	karakteristieke waarde van het moment in de trekstang tig vi de veerstand van de grond [kNm]
E_{k}	elasticiteitsmodulus van de trekstang [kPa]
L_{tr}	oppervlaktetraagheidsmoment van de trekstang [m ⁴]
1 tr 11	de vervorming van de trekstang
$\delta^{u_{tr}}$	wandwrijvingshoek 2/3 (n [°]
U I	lengte van het vrije gedeelte van de trekstang [m]
L _{vrij}	do a lact on do trakstang [kN/m] bonaald valgens (LIP166, dool 2, 6,4,9, (CLIP, 2012)
<i>Y</i> tot F	elasticitaitemedulus van de treksteng [kDa]
<i>E</i> kopplaat	elasticiteitsmodulus van de trekstang [kPa]
<i>I_{kopplaat}</i>	oppervlaktetraagheidsmoment van de trekstang [m ⁴]
N _{tr;d}	rekenwaarde van de normaalkracht in de trekstang [kN]
α_{factor}	toename van de ankerkracht t.g.v. de vervorming van de ankers [kN]
Ľ _{vrii:coh}	lengte van het vrije gedeelte van de trekstang in de chohesieve laag [m]
C_{u}	ongedraineerde schuifsterkte [kPa]
$D_{gem:tr}$	gemiddelde diameter van de trekstang [m]
α	is een factor, gelijk aan 5, conform CUR166, deel 2, § 4.9.13 (CUR, 2012)
Lyriinc	lengte van het vrije gedeelte van de trekstang in de niet chohesieve laag [m]
$\sigma_{\dots \pi}$	de verticale korrelspanning [kPa]
$k_{0}^{\nu,z}$	horizontale gronddruk-coëfficiënt [-]
~0	

De combinatie van buigend moment en trekkracht wordt getoetst volgens formule 11.45. NRd en MRd moeten, afhankelijk van het gekozen materiaal van de ankerstang, worden bepaald op basis van de geldende normen voor dat materiaal.

$$\frac{N_{tr;d}}{N_{Rd}} + \frac{M_{tr;d}}{M_{Rd}} = \frac{127,96}{146,73} + \frac{1,36 \cdot 10^{-3}}{0,46} = 0,86 \le 1$$
(11.45)

waarin:

 $\begin{array}{ll} N_{tr;d} & \mbox{rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing ankerstang [kN], volgens formule 11.31 \\ N_{Rd} & \mbox{rekenwaarde normaalkrachtcapaciteit ankerstang, waarin de materiaal- en conversiefactoren } \\ zijn verwerkt [kN] & \end{array}$

 $\begin{array}{ll} M_{tr;d} & \mbox{rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kNm], volgens formule 11.39 \\ M_{Rd} & \mbox{rekenwaarde momentcapaciteit trekstang, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [kNm] \end{array}$

11.6.2.6 STR5: constructief bezwijken kopplaat (incl. verbinding)

De sterkte van de kopplaat dient getoetst te worden aan de rekenwaarde van de optredende normaalkracht. De kopplaat kan bijvoorbeeld worden uitgevoerd als stalen of betonnen plaat of als plaat van vezelversterkt kunststof.

De te toetsen normaalkracht in de trekstang is het maximum van de maximale normaalkracht in de embedded beam (row) en de normaalkracht in de trekstang (node-to-node-anker) uit de constructieve toets (Fase 5) van de *PLAXIS*-berekeningen (zie Tabel 11.10). De kopplaat en de verbinding tussen de kopplaat en de trekstang dienen de volgende rekenwaarde van normaalkracht uit de trekstang te kunnen opnemen.

$$N_{kopplaat;d} = N_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 85,38 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 = 127,96$$
(11.46)

waarin:

N _{kopplaat;d}	rekenwaarde normaalkracht op kopplaat t.b.v. constructieve toetsing van de kopplaat [kN]
$N_{tr;k}$	karakteristieke normaalkracht in de trekstang [kN]
$\gamma_{add:3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-]
Yadd:str	belastingeffect-factor voor constructieve toets [-], zie Tabel 11.4
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4

De rekenwaarde van de normaalkracht die op de kopplaat werkt, moet worden vertaald naar een moment en dwarskracht in de kopplaat. De kopplaat en de verbinding tussen de kopplaat en de trekstang dienen getoetst te worden conform de geldende normen voor het toegepaste materiaal.

11.6.2.7 STR6: constructief bezwijken klapanker (incl. verbinding)

Een klapanker bestaat uit een ankerblad en een gaffel waar de trekstang in aangebracht kan worden. De gaffel is aan het ankerblad bevestigd met een ankerpen. De ankerpen is het zwakste onderdeel van het klapanker. Daarom moet bij de toets op de constructieve sterkte van het klapanker ook worden gecontroleerd op het vloeien van de ankerpen. De vloeisterkte van het klapanker is afhankelijk van het type klapanker, en daarmee van de dikte van de toe te passen ankerpen.

De te toetsen normaalkracht in het klapanker is het maximum van de maximale normaalkracht in de embedded beam (row) en de normaalkracht in de trekstang (node-to-node-anker) uit de constructieve toets (Fase 5) van de *PLAXIS*-berekeningen (zie Tabel 11.10).

De ankerpen moet de volgende rekenwaarde van normaalkracht uit de trekstang kunnen opnemen.

$$N_{klapanker;d} = N_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} = 85,38 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 = 127,96$$
(11.47)

waarin:

N _{klapanker;d}	rekenwaarde normaalkracht in het klapanker t.b.v. constructieve toetsing van het klapanker [kN]
N _{tr:k}	karakteristieke normaalkracht in de trekstang [kN]
Yadd:3D	additionele factor voor 3D-effecten [-]
Yadd;str	belastingeffect-factor voor constructieve toets [-], zie Tabel 11.4
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4

Het klapanker dient getoetst te worden op de optredende normaalkracht volgens formule 11.48. Bij het bepalen van de rekenwaarde van de breuksterkte van de ankervoet FAKV;d moet rekening zijn gehouden met de vloeisterkte van het betreffende klapanker. Ook moet een materiaalfactor zijn gehanteerd voor de vloeisterkte over een levensduur van 100 jaar (zie Tabel 11.4).

Het klapanker wordt thermisch verzinkt uitgevoerd. Daardoor hoeft er geen rekening te worden gehouden met corrosie.



$$\frac{N_{klapanker;d}}{F_{AKV\cdot d}} = \frac{127,96}{216} = 0,59 \le 1$$

(11.48)

11.6.2.8 SSI1: snijden van de grond tussen de JLD-Dijkstabilisatoren

De laterale schuifweerstand is een invoerwaarde in PLAXIS 2D. Hiermee wordt getoetst op het optreden van snijden tussen de JLD-Dijkstabilisatoren door. Zie § 11.4.4 voor het afleiden van de rekenwaarde van de laterale schuifweerstand. Bij het uitvoeren van de safety-analyse ter bepaling van de geotechnische stabiliteit geldt de rekenwaarde van de laterale schuifweerstand als beperking om snijden van de grond tussen de JLD-Dijkstabilisatoren te voorkomen.

11.6.2.9 SSI2: bezwijken houdkracht klapanker (draagkracht grond boven klapanker)

De belasting op de grond boven het klapanker is gelijk aan de belasting die gehanteerd dient te worden voor de constructieve toets van het klapanker, zie § 11.6.2.7.

De draagkracht van de grond boven het klapanker moet berekend worden volgens de empirische relatie op basis van proeven die zijn uitgevoerd op schroefankers volgens CUR166 (CUR, 2012):

$$R_{a;min} = 0, 4 \cdot A \cdot q_c = 0, 4 \cdot 0, 157 \cdot 7760 = 486, 6 \tag{11.49}$$

$$R_{a;k} = \frac{R_{a;min}}{\mathcal{E}} = \frac{486,6}{1,14} = 426,8 \tag{11.50}$$

$$R_{a;d} = \frac{R_{a;k}}{\gamma_a} \cdot \alpha_{groep} = \frac{426,8}{1,25} \cdot 0,59 = 201,4$$
(11.51)

waarin:

37

R _{a:min}	een indicatie van de minimum houdkracht [kN]
$R_{a:k}$	karakteristieke houdkracht van het klapanker [kN]
$R_{a:d}$	rekenwaarde houdkracht van het klapanker [kN]
A	oppervlakte van het klapanker [m²]
q_c	gemiddelde conusweerstand in het invloedsgebied [kN/m ²], gecorrigeerd voor effectieve span
	ning bij maatgevend hoogwater
ξ	correlatiefactor afhankelijk van het aantal controleproeven [-]
γa	partiële materiaalfactor [-]
α_{groep}	groepseffect-factor [-], te bepalen volgens § 11.3.4
/ · · · ·	

De belasting op het klapanker $N_{klapanker;d}$ is gelijk aan:

$$N_{klapanker;d} = N_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi} \cdot \gamma_{b;ssi} = 85,38 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,02 = 105,4$$
(11.52)

De toets op draagkracht van de grond boven het klapanker bestaat uit een unity check tussen de belasting en de weerstand:

$$\frac{N_{klapanker;d}}{R_{a;d}} = \frac{105,4}{201,4} = 0,52 \le 1$$
(11.53)

11.6.2.10 SSI3: bezwijken grond onder de kopplaat

De draagkracht onder de kopplaat dient getoetst te worden met de analytische methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 (NEN, 2017) én met een toetsing met de eindige-elementenmethode (*PLAXIS 2D*). De maatgevende draagkracht van de ondergrond is leidend in het verdere ontwerp.

De grond onder de kopplaat van de *JLD-Dijkstabilisator* kent drie belastingsituaties. Van deze drie belastingsituaties zijn de eerste (uitvoering) en de derde (maatgevend hoogwater) situatie maatgevend.

- Net na het aanbrengen van de voorspanning: de grond gedraagt zich ongedraineerd door het snel aanbrengen van een hoge belasting.
- Dagelijkse omstandigheden gedurende de hele levensduur: de wateroverspanning die ontstaat door het aanbrengen van de voorspanning verdwijnt na enige tijd. De grond reageert gedraineerd op de belasting op de kopplaat.
- Maatgevend hoogwater: de belasting op de kopplaat neemt in beperkte mate toe door het zwellen van de dijk bij maatgevende omstandigheden. De grond reageert gedraineerd op de al aanwezige spanning en ongedraineerd op de extra spanning.

De Eurocode kent twee methoden om de draagkracht van de ondergrond te toetsen: volledig gedraineerd en volledig ongedraineerd. Echter, de situatie van een kleine ongedraineerde toename t.g.v. hoogwater kan niet conform NEN 9997-1 berekend worden.

Zodoende zijn voor de uitvoeringsfase het minimum van de ongedraineerde draagkracht volgens de methode uit NEN 9997-1 en de ongedraineerde draagkracht uit de *PLAXIS*-berekening maatgevend. Voor de situatie bij maatgevend hoogwater zijn maatgevend: het minimum van de gedraineerde draagkracht volgens de de methode uit NEN 9997-1, en de draagkracht berekend in *PLAXIS*, met gedraineerde spanningsopbouw en een overgang naar ongedraineerde sterkte na WBN.

Bepalen rekenwaarde van de draagkracht conform NEN 9997-1

Voor de ongedraineerde berekening conform NEN997-1 is de ongedraineerde schuifsterkte C_u uit de *PLAXIS*-berekening gebruikt. In de situatie tijdens de uitvoering is de ongedraineerde schuifsterkte gelijk aan 20 kN/m². De gedraineerde parameters zijn opgenomen in Bijlage D (Tabel D.7). Hierbij is de veiligheidsfilosofie van de NEN 9997-1 gevolgd met de volgende materiaalfactoren:

Parameter	Symbool	Waarde
Hoek van inwendige wrijving	γφ	1,15
Effectieve cohesie	γc	1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	уси	1,35
Volumiek gewicht	γγ	1,10

Tabel 11.11Materiaalfactoren volgens NEN9997-1

In Bijlage I.2 is de berekening van de draagkracht van de grond onder de kopplaat opgenomen voor zowel de ongedraineerde als de gedraineerde situatie. Hierbij is zowel het doorponsen als het squeezen van de cohesieve laag niet maatgevend.



De rekenwaarde maatgevende ongedraineerde draagkracht, voor de situatie tijdens de uitvoering, is: 97 kN. De rekenwaarde maatgevende gedraineerde draagkracht voor de situatie tijdens maatgevend hoogwater is: 129 kN.

Bepaling rekenwaarde van de draagkracht in PLAXIS

Tijdens de uitvoering

Voor het toetsen van de draagkracht van de grond onder de kopplaat bij het initieel aanspannen van de *JLD-Dijkstabilisator* tijdens de uitvoeringfase, is een *PLAXIS*-berekening uitgevoerd. Hierin zijn de kopplaat (plaatelement) en het LDE (embedded beam row) geschematiseerd, zonder de trekstang (het node-to-node-anker) en het klapanker (plaatelement). De rekenwaarde van de voorspankracht is direct op de kopplaat gezet, waarna de switch naar SHANSEP NGI-ADP is gemaakt. De rekenwaarde van de afspankracht is als volgt bepaald.

$$N_{afspan;d} = N_{afspan;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi} \cdot \gamma_{b;ssi} = 70 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,02 = 88,1$$
(11.54)

waarin:

N _{afspan;d}	rekenwaarde normaalkracht op de kopplaat t.b.v. toetsingdraagkracht grond onder de kopplaat [kN]
$N_{afspan;k}$	karakteristieke normaalkracht op de kopplaat [kN]
Yadd;3D	additionele factor voor 3D-effecten [-]
Yadd;str	belastingeffect-factor voor constructieve toets [-], zie Tabel 11.4
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4

De rekenwaarde van de belasting is getoetst in PLAXIS, waarbij geen bezwijken optreedt.

Nauwkeurigheidscontrole

Conform § 3.6.1 moet aangetoond te worden dat een fijner elementennet of een scherper nauwkeurigheidscriterium geen significante invloed heeft op de uitkomst.

Er wordt standaard gebruikgemaakt van een fine global mesh. Met een extra berekening met een very fine global mesh en een berekening met een tolerated error van 0,005 is gecontroleerd of dit voldoende nauwkeurig is. Tabel 11.11 geeft het resultaat van de nauwkeurigheidcontrole op de vervorming onder de kopplaat weer. Deze nauwkeurigheidscontroles zijn uitgevoerd bij een voorspanning van 88,1 kN. De vervormingen in de berekeningen van de nauwkeurigheidscontroles wijken maximaal 6 mm (minder dan 6%) af van de vervormingen uit de basisberekening. Op basis hiervan kan worden vastgesteld dat de basisberekening voldoende nauwkeurig is.

Tabel 11.12	Nauwkeurigheidcontrol	es draagkracht grond o	onder de kopplaat, situatie	uitvoering
-------------	-----------------------	------------------------	-----------------------------	------------

	Total displacements [m]
Basis	0,102
Fijnste mesh	0,108
Tolerated error 0,005	0,100
Tijdens maatgevend hoogwater

Voor het toetsen van de draagkracht van de grond onder de kopplaat bij maatgevend hoogwater is een *PLAXIS*-berekening uitgevoerd. De fasering in de *PLAXIS*-berekening is gelijk aan de fasering die is gebruikt voor het bepalen van de stabiliteit en snedekrachten (zie § 11.5.5). In de schematisering zijn de trekstang (node-to-node-anker) en het klapanker (plaatelement) alleen niet meegenomen.

In de fasen waarin de gedraineerde spanningsopbouw wordt gemodelleerd is eerst de initiële voorspanning gemodelleerd. Vervolgens is de voorspanning verhoogd naar de rekenwaarde van de voorspanning, zie formule 11.55. Tot slot is de voorspanning verhoogd met een toename van de voorspanning veroorzaakt door het maatgevende hoogwater. Op basis hiervan is door een overstap naar SHANSEP NGI-ADP de ongedraineerde sterkte getoetst van de grond onder de kopplaat.

De rekenwaarde van de afspankracht is als volgt bepaald:

$$N_{afspan;d} = N_{afspan;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi} \cdot \gamma_{b;ssi} = 85,38 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,02 = 105,4$$
(11.55)

waarin:

 $N_{afspan;d}$ rekenwaarde normaalkracht op de kopplaat t.b.v. toetsingdraagkracht grond onder de kopplaat [kN] $N_{afspan;k}$ karakteristieke normaalkracht op de kopplaat [kN]

 $\gamma_{add;3D}$ additionele factor voor 3D-effecten [-]

 $\gamma_{add;str}$ belastingeffect-factor voor constructieve toets [-], zie Tabel 11.4

 $\gamma_{b:str}$ schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 11.4

De rekenwaarde van de belasting is getoetst in PLAXIS, waarbij geen bezwijken optreedt.

Nauwkeurigheidscontrole

Conform § 3.6.1 dient aangetoond te worden dat een fijner elementennet of een scherper nauwkeurigheidscriterium geen significante invloed heeft op de uitkomst.

Er wordt standaard gebruikgemaakt van een fine global mesh. Met een extra berekening met een very fine global mesh en een berekening met een tolerated error van 0,005 is gecontroleerd of dit voldoende nauwkeurig is. In Tabel 11.13 is het resultaat van de nauwkeurigheidcontrole op de vervorming onder de kopplaat weergegeven. De nauwkeurigheidscontroles zijn uitgevoerd bij een voorspanning van 105,4 kN. De vervormingen in de berekeningen van de nauwkeurigheidscontroles wijken maximaal 6 mm (iets meer dan 6%) af van de vervormingen uit de basisberekening. Op basis hiervan kan worden vastgesteld dat de basisberekening voldoende nauwkeurig is.

Tabel 11.13	Nauwkeurigheidcontrole	s draagkracht grond or	nder de kopplaat, situati	e maatgevend hoogwater
-------------	------------------------	------------------------	---------------------------	------------------------

	Total displacements [m]
Basis	0,094 m
Fijnste mesh	0,088 m
Tolerated error 0,005	0,097 m



Toelaatbaar draagvermogen

Het ongedraineerde draagvermogen volgens NEN9997-1 voor de situatie tijdens de uitvoering is gelijk aan 97 kN. In *PLAXIS* is voor dezelfde situatie een toetsing uitgevoerd van de draagkracht van de grond onder de kopplaat met de rekenwaarde van de kracht op de kopplaat van 88,1 kN. De draagkracht voor deze situatie voldoet.

Het gedraineerde draagvermogen volgens NEN9997-1 voor de situatie tijdens maatgevend hoogwater is gelijk aan 129 kN. In *PLAXIS* is voor dezelfde situatie een toetsing uitgevoerd van de draagkracht van de grond onder de kopplaat met de rekenwaarde van de kracht op de kopplaat van 105,4 kN. De draagkracht voor deze situatie voldoet.

11.6.3 Vervormingstoets

Conform de hoofdstukken 2 en 3 worden de vervormingen bij constructief versterkte dijken berekend bij de Waterstand bij Norm (WBN, gelijk aan MHW) en bij lage karakteristieke waarde van de grondstijfheid en grondsterkte. De vervormingen als gevolg van hoogwateromstandigheden, in combinatie met de verkeersbelasting, dienen te worden beschouwd. Voor de vervormingstoets moet gerekend worden met de minimaal benodigde voorspanning (in dit geval 30 kN) en met de langeduurstijfheidseigenschappen van de elementen (trekstang en LDE). Hierbij zijn conversiefactoren van 1/0,81 (conversiefactor vezelversterkt kunststof sterkte parallel op de pultrusierichting LDE) en 1,38 (materiaalfactor machinaal vervaardigd glasvezelkunstof) toegepast op de elasticiteitsmoduli van het LDE en de trekstang.

Figuur 11.15 en Figuur 11.16 geven respectievelijk de verticale en de horizontale verplaatsingen van de dijk weer. De maximale kruinzakking is 18 mm (onder de verkeersbelasting), wat ruim voldoet aan de zakkingseis van 0,10 m. De kruinzakking in de vervormingstoets over de buitenste 3 meter van de kruin is maximaal 4,2 mm. Met een modelfactor voor vervormingen van 1,3 is de maximale verticale vervorming gelijk aan 5,5 mm. De verschilverplaatsing tussen de binnen- en buitenteen is minder dan 2 mm en voldoet dus ruim aan de eis van 0,1 m.



In Figuur 11.17 zijn de totale verplaatsingen van de *JLD-Dijkstabilisatore*n gepresenteerd. De maximale verplaatsing van de *JLD-Dijkstabilisatoren* is ca. 3 cm.

Figuur 11.15 Verticale verplaatsing vervormingstoets



Figuur 11.16 Horizontale verplaatsing vervormingstoets



Figuur 11.17 Totale vervorming JLD-Dijkstabilisatoren

11.6.4 Nauwkeurigheidscontroles

Conform § 3.6.2 dient aangetoond te worden dat een fijner elementennet of een scherper nauwkeurigheidscriterium geen significante invloed heeft op de uitkomst.

Er is standaard gebruikgemaakt van een fine global mesh. Met een extra berekening met een very fine global mesh is gecontroleerd of dit voldoende fijn is. Daarnaast is er een nauwkeurigheidcontrole uitgevoerd op de 'tolerated error'. De default tolerated error is gelijk aan 0,001. Als nauwkeurigheidscontrole zijn de berekeningen uitgevoerd met een lagere tolerated error van 0,005. Figuur 11.18 toont de resulta-



ten van de nauwkeurigheidcontroles ten behoeve van de stabiliteitsfactor. Deze nauwkeurigheidscontroles zijn uitgevoerd bij een voorspanning van 30 kN. De drie grafieken liggen vrijwel over elkaar. Op basis hiervan kan worden gesteld dat de basisberekening voldoende nauwkeurig is.



Figuur 11.18 Invloed nauwkeurigheidcontroles op berekende $\sum M_{SF}$ in safety-analyse (Fase 6)

Tabel 11.14 bevat de resultaten van de nauwkeurigheidcontroles ten behoeve van de constructieve krachten in het LDE (dwarskracht en moment) en de trekstang (normaalkracht). Deze nauwkeurigheids-controles zijn eveneens uitgevoerd bij een voorspanning van 30 kN. De verschillen tussen de berekende constructieve krachten zijn dermate klein, dat op basis hiervan kan worden vastgesteld dat de basisberekening voldoende nauwkeurig is.

litekstang (normaaikracht)			
	Normaalkracht [kN]	Dwarskracht [kN]	Moment [kNm]
Basis – voorspanning 30 kN	79,5	8,6	14,5
Fijnste mesh – voorspanning 30 kN	78,3	9,5	14,8
Tolerated error – voorspanning 30 kN	79,5	8,6	14,6

Tabel 11.14Invloed nauwkeurigheidcontroles op berekende constructieve krachten LDE (dwarskracht en moment) en
trekstang (normaalkracht)





Referenties

Abaqus. (2016). Theory Guide.

- Brinkgreve, R., Engin, E., & Engin, H. (2010). Validation of emperical formulas to derive model parameters for sands. *Numerical methods in geotechnical engineering*, 137-142.
- Craig, R. (2004). Soil Mechanics, 7th Ed.
- CUR. (2003). Rapport 2003-7 Bepaling geotechnische parameters.
- CUR. (2010). Publicatie 231 Handboek diepwanden.
- CUR. (2012). Publicatie 166 Damwandconstructies, 6e druk, ISBN nr 9037600638 + 9037600735.
- CUR. (2017). CUR-aanbeveling 96.
- CURnet SBR. (2013). CUR211E Quay Walls second edition.
- Deltares. (2009). SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen Achtergronden bij Activiteit EEM 04.a: Opstellen stappenplan. Deltares rapport nr. 001463-013-GEO-0001.
- Deltares. (2010). SBW Werkelijke sterkte van dijken validatie WS15, Stabiliteitsanalyses Bergambacht en Streefkerk, rapport nr. 1202121-003.
- Deltares. (2013a). Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), rapport nr. 1205887-000-GEO-0016.
- Deltares. (2013e). Technisch Rapport Macrostabiliteit, concept versie 2, rapportnr. 1204203-007-GEO-0003. Opgehaald van dtvirt35.deltares.nl/products/30348.
- Deltares. (2015b). Dijken op Veen Eindrapport Heterogeniteit, rapport nr. 1208254-019.
- Deltares. (2016a). Ontwerprichtlijn in de grond ingebedde stabiliteit-verhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, Deltares rapport 122081-00-GEO-0006.
- Deltares. (2016a). Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen, rapport nr. 1230090-019-GEO-0002, versie 3.
- Deltares. (2016b). Protocol sonderen voor Su bepaling, rapport nr. 1220083-010-GEO-0006.
- Deltares. (2016c). Vervorming van een waterkering in relatie tot sterkte van grond, memo nr. 1220077-005-HYE-0013.
- Deltares. (2017). Gebruikershandleiding BM-Macrostabiliteit: stand-alone tool voor Macrostabiliteit binnenwaarts, versie 1.2.
- Deltares. (2017b). Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability, report nr. 1230086-009-GEO-0030.
- Den Haan; Kruse. (2007). Characterisation and engineering properties of Dutch peats. In Tan, Phoon, Hight, & Leroueil (Red.), Characterisation and engineering Properties of Natural Soils. Taylor & Francis Group, London.
- DIN. (2012). DIN 1054:2010-12: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau Ergänzende Regelungen.
- ENW. (2012). Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken.
- GeoDelft. (2002). Evaluatie rapport praktijkproef Bergambacht, GeoDelft rapport 710301/334.
- Grimstad, G., Andresen, L., & Jostad, H. (2012). *NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 483–497.*
- Helpdesk Water. (2015). Nieuwe methode bepaling corrosietoeslag bij stalen damwanden in waterkeringen.
- KPR. (2016b). Voorlopige werkwijze macrostabiliteit met golfoverslag, Factsheet Kennisplatform Risicobenadering, versie 3.
- Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
- Mayne, P., Coop, M., Springman, S., Huang, A.-B., & Zornberg, J. (2009). Geomaterial behavior and testing. 17th ICSMGE SOA-1 (2009) Alexandria.

- Ministerie van Infastructuur en Milieu. (2016a). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage I: Procedure beoordeling veiligheid primaire waterkeringen.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016b). Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017, versie 2.1.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017a). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III: Sterkte en veiligheid.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017b). Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, versie Ol2014v4.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017c). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II: Normen voor dijktrajecten.
- NEN. (2008). NEN-EN 1993-5:2008: Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies Deel 5: Palen en damwanden.
- NEN. (2012). NEN 3650-1 Eisen voor buisleidingsystemen Deel 1: Algemene eisen. NEN.
- NEN. (2017). NEN 9997-1+C2: Geotechnisch ontwerp van constructies Deel 1: Algemene regels.
- Ohta, H., & Nishihara, A. (1985). Anisotropy of undrained shear strength of clays under axi-symmetric loading conditions. *Soils and Foundations*, Vol 2, No 2, 73-86.
- Plaxis. (2018a). Material models Manual.
- Plaxis. (2018b). Plaxis 2D, Reference Manual.
- Plaxis. (2018c). Scientific Manual.
- Plaxis. (2018d). Plaxis 2D, Tutorial Manual.
- POV Macrostabiliteit. (2017a). SHANSEP NGI-ADP Model description and verification examples.
- POV Macrostabiliteit. (2017b). SHANSEP NGI-ADP Validatie cases.

POV Macrostabiliteit. (2017c). POVM Rekentechnieken - Basisrapport Eindige-elementenmethode, versie 1.0.

- POV Macrostabiliteit. (2017d). Onderdelen 2.3 & 2.7 niet stationaire grondwaterstroming en EEM schematisering van 3D grondwaterspanningen.
- POV Macrostabiliteit. (2017e). Verbetering berekeningswijze restprofiel.
- POV Macrostabiliteit. (2018a). POV Macrostabiliteit Rekentechnieken Consequentieanalyse, versie 3.
- POV Macrostabiliteit. (2018b). Parameterbepaling EEM, Deltares rapportnummer 11201294-002-GEO-0001.
- POV Macrostabiliteit. (2018c). Validatie uitgangspunten en lange-termijnontwikkeling.
- POV Macrostabiliteit. (2019a). POVM-publicatie Langsconstucties, versie 1.2.
- POV Macrostabiliteit. (2019b). POVM Actuele Sterkte Activiteit 9 Voorbeeld Schuifsterkteschematisering.
- POV Macrostabiliteit. (2019c). POVM Publicatie Dijkvernagelingstechnieken.
- RHDHV. (2012). Onderzoek in het kader van ontwerprichtlijn stabiliteitschermen WSRL, Onderdeel 6: Reststerkte. Rapport nr. 9X1883.A0.
- Robertson, P., & Cabal, K. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 6th Edition*. SBRCURnet. (2016). *Handboek soilmix-wanden; ontwerp en uitvoering*.
- SBRCURnet. (2017). CUR aanbeveling 96:2017 (tweede, herziene uitgave).
- Sivasithamparam, N., Karstunen, M., & Bonnier, P. (2015). *Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils*. *Computers and Geotechnics*.
- TAW. (1989). Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 Benedenrivierengebied.
- TAW. (1994). Handreiking constructief ontwerpen: Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van de dijkversterking, inclusief bijlagen.
- TAW. (2004). Technisch rapport Waterspanningen in Dijken.
- Waterschap Rivierenland. (2015). Plan van Aanpak Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit. Waterschap Rivierenland. (2016a). Regionale proevenverzameling Beschrijving Parameters. Arcadis
- *document nr 078693217 B*. Opgehaald van https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/36401/ regionale_proevenverzameling_-_beschrijving_parameters_078693217-b.pdf,



- Waterschap Rivierenland. (2016b). *Regionale proevenverzameling Spreadsheets voor uitwisseling en interpretatie.* Opgehaald van https://www.helpdeskwater.nl/algemene-onderdelen/structuur-pagina'/ zoeken-site/@42464/database/.
- Witteveen en Bos. (2010). SBW Werkelijke sterkte Validatie: stabiliteitsanalyse Bergambacht, rapport nr. DT297-1/schs5/026.

Wroth, C. (1984). The interpretation of in situ soil tests. *Géotechnique 34*, No. 4, 449-489.

Begrippenlijst

Begrip	Omschrijving
autonome bodemdaling	Doorgaande maaivelddaling ten opzichte van een referentiepeil als ge- volg van het inklinken van slappe lagen door oxidatie en/of verdichting.
belastingen	Op een constructie of waterkering uitgeoefende krachten. Macro-insta- biliteit kan worden veroorzaakt door een combinatie van een hydrau- lische belasting (stijghoogte als functie van buitenwaterstand) en een mechanische belasting (gewicht, versnellingen).
belastingeffect-factor	Partiële factor op berekende spanningen, krachten en momenten in constructies. Deze is nodig is om voor constructieve integriteit dezelfde doelbetrouwbaarheid te bereiken als voor geotechnische stabiliteit, indien de partiële factoren op de grondsterkte alleen dekkend zijn voor het laatste geval. Daarnaast is deze nodig om de faalvolgorde te berei- ken waarbij ductiel bezwijken optreedt.
betrouwbaarheidseis	Zie 'doelbetrouwbaarheid'.
betrouwbaarheidsindex (eta)	Waarde die de mate van 'betrouwbaarheid' van een waterkering weer- geeft. Een hoge waarde van de betrouwbaarheidsindex correspondeert met een kleine faalkans.
bezwijken	Het optreden van verlies van inwendig evenwicht (bijvoorbeeld af- schuiven) en/of het optreden van verlies van samenhang in materiaal (bijvoorbeeld het verweken) en/of het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van de waterkering.
buitenwaterstand	De waterstand aan de waterzijde (buitenzijde) van de kering, die direct onder invloed staat van de waterstand op zee of de grote rivieren.
critical state	De schuifspanningstoestand waarbij de uiteindelijke sterkte is bereikt en waarbij doorgaande schuifrek plaatsvindt bij gelijkblijvend volume.
decimeringshoogte	Absoluut verschil in hoogte tussen een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie en een waterstand met een overschrijdingsfre- quentie die een factor 10 hoger of lager is.
D-Stability	Software voor glijvlakberekeningen.
dijktraject	Gedeelte van een primaire waterkering dat afzonderlijk genormeerd is.
dijkvak	Een deel van een waterkering met uniforme eigenschappen en belas- ting.
dilatantiehoek	De tangens van de dilatantiehoek is (in vrije omstandigheden) gelijk aan de verhouding tussen de plastische volumerek en de plastische schui- frek. Bij een positieve waarde leidt plastische schuifrek onder onverhin- derde omstandigheden tot volumevergroting. Bij een negatieve waarde leidt schuifrek onder onverhinderde omstandigheden tot volumeverklei- ning.
doelbetrouwbaarheid	De minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex bij een bepaalde faalkans- eis.
eindige-elementenmethode	Numerieke methode voor het bij gegeven belastingen berekenen van spanningen, vervormingen en waterspanningen in grond en/of con- structies, door middel van discretisatie in ruimte en tijd.
faalkans	Kans op overschrijden van een grenstoestand.



Begrip

Omschrijving

faalkans per dijkdoorsnede en faalmechanisme	De kans op het optreden van een faalmechanisme zoals macro- instabiliteit in een diikdoorspede
faalkans per diiktraject	De overstromingskaps voor een traject
faalkansbegroting	Verdeling van de maximaal toelaathare faalkans per diiktraject over
laalkansbegrotting	de faalmachanismen. Werdt teegenaat in de gedetailleerde teets per
	dilluste waarbii oon faalkanshagrating wordt voorgoschroven. In de
	dijkvak, waarbij een laalkansbegroling wordt voorgeschreven. In de
C 11 1 1 1	gedetailieerde toets per traject wordt de faalkansbegroting vrijgelaten.
faalkansberekening	Zie 'probabilistische analyse'.
faalkanseis per dijkdoorsnede	Doorvertaling via lengte-effectfactor van de faalkanseis per traject naar
en faalmechanisme	de maximaal toelaatbare kans op het optreden van een faalmechanisme
	als macrostabiliteit in een doorsnede. Daarbij wordt gebruikgemaakt van
	een faalkansbegroting.
faalkanseis per dijktraject	De maximaal toelaatbare faalkans voor een traject. Voor primaire kerin-
	gen is deze faalkanseis vastgelegd in een wettelijke norm.
faalkansruimtefactor	De verhouding tussen de maximaal toelaatbare faalkans voor een me-
	chanisme en de maximaal toelaatbare faalkans voor een dijktraject. Deze
	verhouding volgt uit de faalkansbegroting.
faalmechanisme	De opeenvolging van gebeurtenissen die leidt tot falen.
falen	Falen van een technisch systeem of onderdeel ervan houdt in dat het
	zich bevindt in een toestand waarbij een of meer functies daadwerkelijk
	niet meer (kunnen) worden vervuld. In de beoordeling van de veiligheid
	van de primaire waterkeringen is dat de waterkerende functie.
freatisch vlak	De vrije grondwaterspiegel, waar de waterdruk gelijk is aan nul.
glijvlakmodel	Rekenmodel waarmee de weerstand van een grondmoot tegen afschui-
<u>g</u> .,	ven langs een schuifvlak wordt berekend.
arensspanning	De effectieve verticale spanning die in samendrukkingsproeven de over-
3	gang markeert van elastische herbelasting naar maagdelijke belasting
	met hlijvende plastische vervorming
arenstoestand	Toestand waarin de sterkte van een waterkering of een onderdeel daar-
grenstoestand	van nog jujst evenwicht maakt met de daaron werkende belastingen
groope diik	Een dijk die zijn sterkte uitsluitend aan grond ontleent, zonder toepas-
groene dijk	cing van constructiove elementen
aomiddoldo boogwater (CHM)	Sing van constructieve elementen.
gemiddeide noogwater (GHW)	De gemindende hoogte van hoogwater op een locatie over een periode
in duin ain aclass (van 19 jaar (in een gelijdegebied).
indringingsiaag/	De verticale of nonzontale alstand waarover in siappe lagen net effect
indringingszone	van een noogwatergolf op de waterspanning in rekening wordt ge-
1 1	bracht.
karakteristieke waarde	Waarde van een stochastische variabele met een voorgeschreven onder-
	of overschrijdingskans. De karakteristieke sterkte van grond is bijvoor-
	beeld de sterkte met 5% onderschrijdingskans.
lengte-effect	Invloed van de door ruimtelijke autocorrelatie bepaalde variaties van
	dijk- en ondergrondeigenschappen binnen een dijktraject op de faalkans
	van (een faalspoor binnen) dat dijktraject. Wiskundig gezien gelijk is
	aan de verhouding tussen de faalkans van een 'uniform' dijktraject en de
	faalkans van een dwarsdoorsnede uit dat traject.

Bearip	Omschriiving
levensduurfactor	De factor waarmee de maximaal toelaatbare faalkans per jaar verme- nigvuldigd wordt, als een langere referentieperiode dan 1 jaar wordt gekozen. Het product van de toelaatbare faalkans per jaar en de levens- duurfactor is de toelaatbare faalkans voor de gekozen referentieperiode.
macro-instabiliteit	Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevol- ge van het ontstaan van grote plastische zones.
macrostabiliteit	Weerstand tegen het optreden van een glijvlak in het talud en de onder- grond.
materiaalfactor (γ_m)	Partiële factor die op karakteristieke waarden van materiaalsterkte wordt toegepast om onzekerheden bij een referentiewaarde van de doelbe- trouwbaarheid te verdisconteren.
mixed-in-place (MIP)	Zie 'soilmix'.
modelfactor (γ_d)	Partiële factor die onzekerheden in berekeningsmethodes verdiscon- teert.
norm (ondergrenswaarde)	Wettelijk vastgestelde eis aan de overstromingskans van een dijktraject.
overconsolidatiegraad	De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grens- spanning $\sigma'_{\nu\nu}$ gedeeld door de effectieve verticale spanning σ'_{ν} .
overstromingskans	De kans dat een gebied overstroomt doordat een dijktraject zijn kerende functie verliest.
partiële veiligheidsfactor	Factor waarmee de representatieve waarden van sterkte en belasting worden aangepast om zeker te stellen dat gebruik van de resulterende rekenwaarden in een semi-probabilistische analyse leidt tot een faalkans kleiner dan de faalkanseis.
PLAXIS	De eindige-elementensoftware die in dit rapport is gebruikt.
probabilistische analyse	Analyse waarin de faalkans van een waterkering wordt bepaald, rekening houdend met alle relevante onzekerheden (natuurlijke variabiliteit en kennisonzekerheden).
Pre-Overburden Pressure	De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grens- spanning σ'_{yy} minus de effectieve verticale spanning σ'_{y} .
referentiehoogte	De referentiehoogte ofwel het peil waaraan hoogtemetingen worden gerelateerd. Het Normaal Amsterdams Peil (meestal afgekort tot NAP) is de referentiehoogte in Nederland.
representatieve waarde	De waarde die door toepassing van een partiële factor tot een reken- waarde leidt. Doorgaans gelijk aan de ongunstig gekozen karakteristieke waarde.
rekenwaarde	De representatieve waarde gedeeld door (sterkte) – of vermenigvuldigd met (belasting) – een partiële veiligheidsfactor.
schadefactor (γ_n)	De minimaal benodigde stabiliteitsfactor in een semi-probabilistische glijvlakberekening die op conservatieve wijze correspondeert met de maximaal toelaatbare faalkans. De relatie tussen schadefactor en faal- kans wordt bepaald door kalibratie op resultaten van semi-probabilisti- sche en probabilistische berekeningen, voor meerdere representatieve gevallen.



Begrip	Omschrijving
schematiseringsfactor	Een partiële factor die op basis van een scenarioanalyse afdekt dat bin- nen het geschematiseerde dijkvak nog een meer ongunstige situatie kan voorkomen voor de deterministisch aangenomen geometrie, laagliggin-
semi-probabilistische analyse	gen, stijghoogteverlopen en dergelijke. Een deterministische analyse waarin conservatieve rekenwaarden voor sterkte en belasting worden toegepast door karakteristieke waarden te combineren met partiële veiligheidsfactoren.
soilmix	Grondverbetering door de grond in de waterkering met een mixer te mengen met een bindmiddel, waardoor na verharding gestabiliseerde blokken of kolommen ontstaan.
stabiliteitsfactor	De factor waarin de verhouding tussen sterkte en belasting wordt uitge- drukt voor het mechanisme macrostabiliteit.
stabiliteitswand	Een doorgaande langsconstructie die tot doel heeft om de weerstand tegen afschuiven te vergroten.
stochastische variabele	Een onzekere grootheid die wordt gekarakteriseerd door een kansverde- lingsfunctie.
TALREN	Software voor glijvlakberekeningen, inclusief vernageling.
Uiterste Grenstoestand (UGT)	Voor een waterkering is dit de overgang naar door hoogwater veroor- zaakte instabiliteit, overslag of erosie, als inleidende mechanismen voor overstroming.
unity check	De verhouding tussen de rekenwaarde en de maximaal toelaatbare waarde van spanningen, krachten en momenten in constructies.
vak	Zie 'dijkvak'.
variatiecoëfficiënt (V)	Quotiënt van standaardafwijking en verwachtingswaarde van een stochastische variabele. Wordt ook wel relatieve spreiding genoemd.
vernageling	Nagels met een kern van staal of kunststof en een schil van grout die in de waterkering worden aangebracht om potentiële afschuifvlakken te stabiliseren.
verwachtingswaarde	Het gewogen gemiddelde van een stochastische variabele.
wrijvingshoek	De tangens van de wrijvingshoek (of meer formeel: de hoek van inwendige wrijving) beschrijft de verhouding tussen schuifsterkte en effectieve spanning. De waarde uit het laboratorium is afhankelijk van het type proef en van het rekniveau waarbij de verhouding wordt afgelezen.
zetting	Verticale verplaatsing als gevolg van volumeverkleining van samendruk- bare lagen in de ondergrond, hoofdzakelijk ten gevolge van een boven- belasting, de eigen massa en/of het uittreden van water.

Voorgaande definities zijn waar mogelijk in lijn met de definities zoals gehanteerd in de wettelijke regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017 (Ministerie van Infastructuur en Milieu, 2016a).

Symbolen

Uitleg
Compressie-index volgens Bjerrum voor maagdelijke belasten
Zwellingsindex volgens Bjerrum voor ontlasten en herbelasten
Kruipindex
Hardening Soil-parameter voor de (gedraineerde) oedometer stijfheid [kPa]
Hardening Soil-parameter voor de (gedraineerde) stijfheid bij ontlasten/herbelasten [kPa]
Hardening Soil-parameter voor de (gedraineerde) stijfheid bij maagdelijk belasten [kPa]
De verhouding tussen een increment in horizontale en verticale spanning bij 'normaal geconsolideerd' maagdelijk belasten
SHANSEP-parameter voor de OCR-afhankelijkheid van de ongedraineerde sterkte
Hardening Soil-parameter voor de spanningsafhankelijke stijfheid
Multiplier Stability Factor: de factor waarmee de grondsterkte integraal kan worden verlaagd voordat instabiliteit optreedt
Overconsolidatiegraad, c.g. Over Consolidation Ratio
Kans op een gebeurtenis (·)
De Pre-Overburden Pressure [kPa]
De isotrope effectieve spanning [kPa]. Deze is het gemiddelde van de drie effectieve hoofdspanningen
De deviatorspanning, een schuifspanningsmaat [kPa]. Bij een triaxiaaltoestand is deze gelijk aan de grootste minus de kleinste hoofdspanning
Conusweerstand [kPa]
Netto conusweerstand, gecorrigeerd voor waterspanning en effectieve spanning [kPa]
Ongedraineerde schuifsterkte [kPa]
SHANSEP-parameter die de verhouding geeft tussen ongedraineerde sterkte en effectieve verticale spanning voor normaal geconsolideerde grond
Variatiecoëfficiënt van parameter x, $V = \sigma/\mu$
Invloedsfactor die de invloed aangeeft van de onzekerheid in een bepaalde variabele op de faalkans
PLAXIS-aanduiding voor SHANSEP-parameter S
Betrouwbaarheidsindex
Rek
Grootste hoofdrek
Soft Soil Creep-parameter voor ontlasten/herbelasten
Soft Soil Creep-parameter voor maagdelijk belasten
Soft Soil Creep-parameter voor kruip
Wrijvingshoek [°]
Wrijvingshoek bij Critical State [°]
Dilatantiehoek [°]
Schuifrek
Partiële factor
Schematiseringsfactor
Modelfactor
Materiaalfactor



Symbool	Uitleg
γ_n	Schadefactor
Yadd	Belastingeffect-factor
$\mu(x)$	Gemiddelde waarde van parameter x
$\sigma(x)$	Standaardafwijking van parameter <i>x</i>
σ'	Effectieve spanning (totale spanning min poriewaterspanning) [Pa]
σ'_1	Grootste effectieve hoofdspanning [Pa]
σ'_3	Kleinste effectieve hoofdspanning [Pa]
$\Phi(u)$	Overschrijdingskans voor een normaal verdeelde variabele <i>u</i>

Afkortingenlijst

Uitleg			
Basisrapport Eindige-Elementenmethode (POV Macrostabiliteit, 2017c)			
partiële factor: modelonzekerheid (modelfactor) (-)			
Critical State Soil Mechanics			
Eindige-elementenmethode			
Expertise Netwerk Waterveiligheid			
Hydraulisch belastingniveau			
Hardening Soil			
Kennisplatform Risicobenadering			
Mohr-Coulomb			
Modified Cam Clay			
Maatgevend Hoogwater. Tegenwoordig aangeduid met WBN, waterstand bij norm)			
Mixed-in-Place			
Niet-waterkerend object			
Overconsolidatie Ratio (grensspanning gedeeld door effectieve verticale spanning)			
Ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b)			
Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen in Primaire Waterkeringen (Deltares, 2013a)			
Pre-Overburden Pressure (grensspanning minus effectieve verticale spanning)			
Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit			
POVM-publicatie Langsconstructies (POV Macrostabiliteit, 2019a)			
POVM-publicatie Vernagelingstechnieken (POV Macrostabiliteit, 2019c)			
Reliability Class.			
Rijkswaterstaat			
Stabiliteitsfactor			
Stress History and Normalized Soil Engineering Properties			
Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit (Ministerie van Infrastructuur en Milieu,			
2016b)			
Soft Soil			
Soft Soil Creep			
Stabiliteit binnenwaarts			
Stabiliteit buitenwaarts			
Technische Adviescommissie Waterkeringen			
Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (ENW, 2012)			
Technisch Rapport Waterspanning bij dijken (TAW, 2004)			
Uiterste Grenstoestand			
Wettelijk BeoordelingsInstrumentarium			
Waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de wettelijke norm			
(voorheen genoemd: MHW, maatgevend hoogwater)			
Wettelijk Toetsinstrumentarium (voorloper van het WBI)			



A Deformatie-eisen

A.1 Inleiding

Bij ontwerpverificaties moet rekening worden gehouden met de veranderingen die tijdens de ontwerplevensduur kunnen optreden in het dijkprofiel. Dit geldt zowel voor groene dijken als voor dijken met constructieve elementen. Alle oorzaken van profielveranderingen moeten bij het ontwerp worden beschouwd. Dat wil zeggen: eigen gewicht, verkeersbelasting, stijghoogteverandering en autonome bodemdaling. De deformatie als gevolg van belasting kan worden opgesplitst in een direct deel, consolidatie en kruip.

Deze bijlage gaat in op de theoretisch optimale en praktisch haalbare mogelijkheden om binnen ontwerpverificaties om te gaan met deformaties. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende verificaties.

- Verificaties op basis van de overstromingskansnorm: de kans op verlies van waterkerend vermogen, leidend tot substantiële schade of slachtoffers.
- Verificaties op basis van overige betrouwbaarheidseisen: de kansen op schade aan belendingen, wegen en deformaties.

Daarnaast wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende typen deformaties.

- Hoogwatergedreven deformaties: deformaties veroorzaakt door hydraulische belastingen die gekeerd moeten worden om overstroming te voorkomen. Deze onzekere deformaties zijn van invloed op de overstromingskans, maar tijdig ingrijpen is praktisch niet mogelijk. In praktische zin is de onzekerheid ten aanzien van de hoogwatergedreven deformaties daarom niet (want niet tijdig) reduceerbaar.
- Niet-hoogwatergedreven deformaties gedurende de ontwerplevensduur: veranderingen van een dijkprofiel in de tijd, met andere oorzaken dan hoogwater. Ten tijde van het ontwerp is het nog onzeker wanneer welke deformaties optreden. In het kader van onder andere de zorgplicht en de periodieke wettelijke beoordelingen zal het dijkprofiel echter worden gemonitord. Als blijkt dat de geobserveerde deformaties groter zijn dan waarmee rekening is gehouden in het ontwerp, dan zal het nodig zijn in te grijpen voor het einde van de ontwerplevensduur. Andersom kan uiteraard ook. Als blijkt dat de ontwerpuitgangspunten minder conservatief zijn dan de werkelijkheid kan er dus worden ingegrepen voordat de overstromingskans te groot wordt.

Het is beter om voor reduceerbare en niet-reduceerbare onzekere deformaties niet dezelfde uitgangspunten (bijvoorbeeld representatieve waarden) te hanteren bij ontwerpverificaties. Daarom worden beide gevallen hierna afzonderlijk behandeld.

Deze bijlage geeft aan welke maatwerkeisen aan de vervormingen van stabiliteitsschermen gesteld kunnen worden in het kader van de Waterwet.

A.2 Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen

A.2.1 Niet-hoogwatergedreven deformaties gedurende de ontwerplevensduur

Vanuit het oogpunt van de maximaal toelaatbare overstromingskans is de wijze waarop met de niet-hoogwatergedreven deformaties wordt omgegaan alleen van invloed op de tijdsperiode tot een volgende versterking. Ter illustratie: als bij het ontwerp een economisch optimale levensduur van 50 jaar wordt nagestreefd, dan zou bij het ontwerp grofweg moeten worden uitgegaan van de verwachtingswaarde van de verplaatsing in een periode van 50 jaar.¹⁷ Omdat de daadwerkelijke verplaatsing onzeker is, kan de werkelijke periode totdat een normoverschrijding optreedt zowel korter als langer zijn dan 50 jaar. Een conservatieve berekening leidt naar verwachting tot een langere periode tot een normoverschrijding.

lets soortgelijks geldt voor de wijze waarop bij het ontwerpen met relatieve zeespiegelstijging wordt omgegaan. Door uit te gaan van de gemiddelde zeespiegelstijging die optreedt volgens het relatief conservatieve W+ scenario in een periode van bijvoorbeeld 50 jaar, wordt de werkelijke tijdsperiode tot een normoverschrijding naar verwachting langer dan 50 jaar. Bij rivieren is dit effect van klimaatverandering kleiner. Het effect van klimaatverandering op extreme rivierafvoeren is namelijk relatief moeilijk door monitoring te verkleinen. Ook hier is dus het onderscheid tussen praktisch reduceerbare en niet-reduceerbare onzekerheden van belang.

A.2.2 Hoogwatergedreven deformaties

A.2.2.1 Overwegingen

- De impact van kruindaling op de kans op falen door golfoverslag is afhankelijk van de decimeringshoogte van het hydraulisch belastingniveau (HBN). Er zijn situaties denkbaar waarin de impact van bijvoorbeeld 10 cm kruindaling bij hoogwater op de kans op falen (overstroming) door golfoverslag niet als verwaarloosbaar klein mag worden beschouwd.
- Deformaties bij hoogwater kunnen ook door andere processen dan golfoverslag leiden tot het falen van een waterkering. Zo kan een bekleding beschadigd raken door vervorming of kan door scheurvorming en infiltratie microinstabiliteit optreden.
- De kruindaling die daadwerkelijk optreedt bij hoogwater kan zowel groter als kleiner zijn dan 10 cm. Dit is afhankelijk van o.a. de buitenwaterstand, bodemopbouw en geometrie van de waterkering.
- Uitkomsten van vervormingsberekeningen zijn zeer onzeker.
- De kans dat deformatie door hoogwater bij dezelfde hoogwatergebeurtenis tot falen leidt, wordt veel waarschijnlijk geacht dat dan dat dit gebeurt door een tweede hoogwater binnen de hersteltijd. Daarom wordt in het navolgende niet gekeken naar opeenvolgingen van hoge waterstanden.
- De buitenwaterstand is op twee manieren van belang:
 - 1. Een hogere buitenwaterstand leidt tot meer deformatie dan een lagere buitenwaterstand.
 - 2. Bij een hogere buitenwaterstand is eenzelfde deformatie eerder kritiek.

A.2.2.2 Theoretische basis: uitgangspunten

- De overstromingskans heeft betrekking op het falen van de waterkering, waarbij 'falen' correspondeert met het optreden van een overstroming leidend tot substantiële economische schade of slachtoffers.
- De kans op het falen van een dijk neemt toe ten gevolge van vervorming bij hoogwater door:
 - 1. Deels gekoppelde effecten op verschillende mechanismen, zoals:
 - a. overslag en infiltratie (-> door kruindaling grotere kans op veel overslag -> grotere kans op overschrijding kritiek overslagdebiet en/of grotere kans op macroinstabiliteit door infiltratie);
 - b. beschadiging binnentalud (-> kritiek overslagdebiet kleiner);
 - c. beschadiging buitentalud (-> sterkte bekleding kleiner);

¹⁷ Formeel gaat het om de verwachtingswaarde van de tijd tot normoverschrijding. Hier is aangenomen dat de verwachtingswaarde van de verplaatsing daar een benadering van oplevert. Als de kansverdeling van de verplaatsing sterk asymmetrisch is, dan is dit waarschijnlijk een voorzichtige aanname.



- d. beschadiging afdekkende lagen/scheurvorming (-> microinstabiliteit of piping/heave);
- e. beschadiging leiding of ander niet-waterkerend object, waardoor een van bovenstaande schades wordt veroorzaakt/verergerd.
- 2. Effecten op overgangen, zoals:
 - a. beschadiging afdekkende lagen/scheurvorming (-> micro-instabiliteit of piping/heave);
 - b. beschadiging overgangsconstructie (-> optreden van een faalmechanisme).

Onderstaande uitwerking gaat specifiek over het falen van de waterkering door het faalmechanisme 'graserosie buitentalud'. De aanpak is echter in principe ook bruikbaar voor de overige faalmechanismen.

- Een separate beschouwing van deformaties is alleen van belang wanneer het deformaties betreft die niet direct tot overstroming leiden. Een deformatie die direct tot overstroming leidt, is te beschouwen als een zelfstandig faalmechanisme. Hiervoor bestaat al een beoordelingsspoor: macroinstabiliteit.
- De betekenis van het vorige punt kan als volgt worden geïllustreerd. De kans op een overstroming door ofwel doorgaande erosie ten gevolge van golfoverslag, ofwel macroinstabiliteit, kan worden geschreven:

 $P(FGEKB \ OF \ FSTBI) = P(FGEKB \ EN \ FSTBI) + P(FSTBI)$

waarin:

P(.) kans *FGEKB* falen door gras erosie binnentalud

- *FSTBI* falen door macro-instabiliteit. Onder falen door macro-instabiliteit wordt hier verstaan: doorgaand bezwijken, direct leidend tot overstroming
- FSTBI geen falen door macro-instabiliteit

De bovenstaande formule geeft weer dat bij de beoordeling van de kans op doorgaande erosie door golfoverslag geen rekening hoeft te worden gehouden met deformaties die direct tot een overstroming leiden. In dat laatste geval wordt namelijk gesproken over het faalmechanisme macrostabiliteit.

- De kans op doorgaande erosie ten gevolge van golfoverslag is afhankelijk van de hydraulische belastingen, de kruinhoogte (dijkprofiel) en de erosiebestendigheid van het binnentalud (kwaliteit grasmat).
 Er is een kans dat de kruinhoogte bij hoogwater wordt aangetast/verkleind door vervorming van het dijklichaam. Hetzelfde geldt voor de erosiebestendigheid van de grasmat.
- De kans op falen door doorgaande erosie zou in theorie als volgt bepaald kunnen worden.
 - 1 Bepaal voor een groot aantal random geselecteerde combinaties van waterstand, golfcondities en ondergrondeigenschappen:
 - wat de bijbehorende kruinhoogte en kwaliteit van de bekleding op het binnentalud is;
 - of bij de aangepaste kruinhoogte sprake is van overschrijding van het kritieke overslagdebiet (afhankelijk van de kwaliteit van het binnentalud);
 - of ook zonder golfoverslag al direct sprake zou zijn van een overstroming door de berekende kruindaling (in dat geval wordt de deformatie aangemerkt als macroinstabiliteit).
 - 2 Tel het aantal realisaties waarin sprake is van overschrijding van het kritieke overslagdebiet maar zonder overslag geen sprake zou zijn van overstroming door kruindaling.
 - 3 De faalkans P(FGEKB EN FSTBI) kan nu worden geschat door het aantal realisaties waarbij wordt voldaan aan de bovengenoemde voorwaarden te delen door het totaal aantal beschouwde combinaties.

- Extreme gevallen (ter illustratie)
 - 1 Stel dat het zeker is dat een dijk in de aanloop naar macroinstabiliteit eerst 10 cm inzakt, dan wordt de faalkans van de dijk door deze inzakking niet groter. Deze 10 cm treedt namelijk op als vervolgens macroinstabiliteit optreedt. Of daarnaast ook andere faalmechanismen worden geïnitieerd is irrelevant voor de vraag of de kering faalt.
 - 2 Stel dat de dijk onafhankelijk van de stabiliteitsfactor 10 cm daalt bij condities die tot overslag kunnen leiden, dan moet bij de bepaling van de kans op falen door golfoverslag standaard worden uitgegaan van een kruinhoogte die 10 cm lager is dan de kruinhoogte voorafgaand aan hoogwater.

A.3 Verificatieprocedure voor stabiliteitsschermen

In Bijlage A.6 zijn enkele alternatieven genoemd voor de uitvoering van ontwerpverificaties. Op basis van hun voor- en nadelen is gekozen voor de volgende aanpak.

De gebruikelijke ontwerpverificaties voor de verschillende faalmechanismen moeten vooraf worden gegaan door een berekening van de deformatie door hoogwater. Vervolgens worden de verificaties uitgevoerd voor het door hoogwater gedeformeerde profiel. Dit profiel kan worden verkregen middels een berekening met het ontwerppeil en bijbehorende verkeersbelasting, de representatieve ondergrondeigenschappen en een veiligheidsfactor van 1,3 op de berekende kruindaling en de voor andere mechanismen relevante vervormingen/verplaatsingen¹⁸. Het vertrekpunt van deze vervormingsberekening is het profiel zoals dat naar verwachting voorafgaand aan hoogwater aanwezig is, zie ook Bijlage A.2.1.

De aanpak betekent concreet het volgende.

Overslag:

- 1. Breng de berekende vervorming door hoogwater in rekening op het aanwezige profiel voorafgaand aan hoogwater (effect op kruinhoogte en integriteit bekleding binnentalud).
- 2. Het vervormde profiel dient altijd lager of gelijk te worden aangenomen aan het vooraf aanwezige profiel.
- 3. Indien schade aan binnentalud aannemelijk¹⁹is: ga uit van een beschadigde bekleding (bijv. fragmentarische zode) bij de bepaling van het kritieke overslagdebiet.

- 19 Of schade wel/niet aannemelijk is, is lastig in een uitputtende set regels te vervatten. Hieronder zijn enkele criteria/overwegingen opgesomd:
 - Schade is niet aannemelijk als de berekende (verschil)vervormingen bij hoogwater (incl. veiligheidsfactor) nihil zijn ten opzichte van de (verschil)vervormingen die optreden door andere oorzaken (zoals kruip) en waar in het ontwerp rekening mee is gehouden.
 - Bepaalde typen constructies zullen aanzienlijk gevoeliger zijn voor (verschil)vervormingen dan andere. Zo zal een zanddijk met een
 steenzetting en een weinig erosiebestendig binnentalud veel gevoeliger zijn voor vervormingen en vervormingsverschillen dan
 een kleidijk met grasbekleding en een erosiebestendig binnentalud. Kwetsbare harde bekledingen op zanddijken (asfalt of steen)
 zijn hoofdzakelijk te vinden langs de kust en in estuaria, waar de ondergrond relatief stijf is. Er wordt dan ook niet verwacht dat de
 voorgestelde vervormingsberekeningen in de praktijk grote consequenties zullen hebben voor beoordelingen van bekledingen.

¹⁸ Dit zijn voorlopig voorgestelde rekenwaarden. Het verdient aanbeveling om deze rekenwaarden nader te bepalen. Dat kan op basis van probabilistische analyses voor enkele referentiecases. Het is raadzaam om daaraan voorafgaand voor een aantal referentiecases berekeningen te maken volgens de aanpak met de bovengenoemde rekenwaarden. Dan blijkt vanzelf of de aanpak praktisch is of dat bijstelling nodig is. Ook kan zo meer gevoel worden verkregen over de invloed van de gekozen rekenwaarden op de deformaties door hoogwater.



Bekleding buitentalud:

- 1. Indien integriteit van de bekleding niet aannemelijk ¹⁹ is bij berekende vervorming door hoogwater: pas het ontwerp aan om vervormingen te beperken of vervormingscapaciteit te vergroten.
- 2. Indien integriteit van de bekleding wel aannemelijk¹⁹ is bij berekende vervorming, zijn geen maatregelen vereist.

Interne erosie (microinstabiliteit, piping, heave):

- 1. Indien significante toename van de belasting of afname van de sterkte als gevolg van interne erosie aannemelijk¹⁹ is bij de berekende vervorming: pas het ontwerp aan om vervormingen te beperken of vervormingscapaciteit te vergroten.
- 2. Indien significante toename van de belasting of afname van de sterkte als gevolg van interne erosie niet aannemelijk¹⁹ is bij berekende vervorming, zijn geen maatregelen vereist.

Macrostabiliteit:

- 1. Breng de berekende vervorming in rekening op het voorafgaand aan hoogwater aanwezige profiel (o.a. vanwege het effect op infiltratie door golfoverslag).
- 2. Indien bij de vervormingsberekening sprake is van een afschuiving die nog niet direct leidt tot een overstroming, dan moet met de eigenschappen van dit afgeschoven profiel rekening worden gehouden (bijv. verminderde erosiebestendigheid afgeschoven binnentalud) in de verificatie van de macrostabiliteit (waarbij falen gelijk staat aan het optreden van een overstroming).

Voorbeeld 1

Bij een stabiliteitsscherm in de binnenkruinlijn treedt bij representatieve waarden van de grondsterkte en het ontwerppeil (= waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de norm) een instabiel binnentalud op, en een kruindaling van 0,1 m (incl. modelfactor). Dit betekent dat bij de verificatie van de erosiebestendigheid van het binnentalud bij golfoverslag moet worden uitgegaan van een relatief laag kritiek overslagdebiet (bijv. 0,1 l/s/m) en een 0,1 m lagere kruinhoogte. Bij de UGT-ontwerpverificaties voor de overige faalmechanismen, die zijn bedoeld om te zorgen dat het ontwerp aan de overstromingskansnorm voldoet, moet eveneens worden uitgegaan van (de eigenschappen van) het gedeformeerde profiel.

Voorbeeld 2

Bij een stabiliteitsscherm in de binnenkruinlijn is het binnentalud bij representatieve waarden van de grondsterkte en het ontwerppeil stabiel. De vervorming die daarbij optreedt is verwaarloosbaar. Bij de UGT-ontwerpverificatie voor macrostabiliteit (waarbij twee belastingcondities kunnen worden onderscheiden, zie KPR-memo Voorlopige werkwijze macrostabiliteit met golfoverslag (KPR, 2016b)) treedt echter wel instabiliteit op van het nauwelijks gedeformeerde profiel. Voor de dimensionering van het stabiliteitsscherm moet dan rekening worden gehouden met deze instabiliteit (het restprofiel), maar voor de bepaling van de benodigde kruinhoogte kan worden uitgegaan van het kritieke overslagdebiet van het nauwelijks gedeformeerde profiel (bijv. 10 l/m/s). Het startpunt voor de bepaling van de vereiste kruinhoogte is namelijk het profiel na een berekening met representatieve waarden van de ondergrondeigenschappen, niet het profiel waarmee voor de UGT-ontwerpverificatie voor macrostabiliteit rekening moet worden gehouden.

Niet-waterkerende objecten (bijv. kabels en leidingen):

- 1. Indien schade door bezwijken NWO aannemelijk is bij berekende vervorming: beoordeel het beschadigde profiel.
 - Indien het beschadigde profiel voldoet aan de ontwerpeisen zijn geen maatregelen vereist.
 - Indien het beschadigde profiel niet voldoet aan de ontwerpeisen: pas het ontwerp aan om vervormingen te beperken of vervormingscapaciteit te vergroten.
- 2. Indien schade door bezwijken NWO niet aannemelijk is bij berekende vervorming zijn geen maatregelen vereist.

Uit de voorgestelde aanpak blijkt vanzelf in hoeverre een extra kruinhoogte nodig is vanwege de deformatie van het dijkprofiel bij hoogwater. Als de deformatie ook leidt tot een fragmentarische zode, kan de benodigde extra kruinhoogte (veel) meer zijn dan alleen de berekende kruindaling. In dergelijke gevallen is een ontwerp dat minder deformeert bij hoogwater vermoedelijk al snel economischer.

A.4 Verificatieprocedure voor groene dijken

In principe is de in Bijlage A.3 beschreven procedure niet alleen toepasbaar bij dijken met damwandconstructies maar ook bij groene dijken. Bij groene dijken is een controle van de deformatie in de aanloop naar hoogwater ongebruikelijk. Een dergelijke controle lijkt in de praktijk ook nauwelijks van belang. In het Deltares-memo Vervorming van een waterkering in relatie tot sterkte van grond (Deltares, 2016c) is een overzicht opgenomen van de gemeten vervormingen van 16 dijkprofielen bij hoogwater. De vervormingen van de niet-afgeschoven profielen zijn beperkt: de grootste vervorming is 8,5 cm, bij de Wolpherensedijk Gorinchem dp 391. Uit deze gevallen blijkt dat het mogelijk is dat significante vervorming optreedt zonder bezwijken. Bedacht moet echter ook worden dat de beschouwde profielen zeer waarschijnlijk de enige opvallende gevallen zijn bij de hoge waterstanden van 1979, 1980, 1964, 1995 en 1998. Dit terwijl over afstanden van honderden kilometers dijken zijn belast, maar er opmerkelijk genoeg geen opvallende vervormingen zijn geconstateerd. Tevens blijkt dat de berekende stabiliteitsfactor in de gevallen met relatief veel vervormingen ruim onder de stabiliteitseis lag. Gesteld kan dus worden dat als aan de stabiliteitseis wordt voldaan, de vervorming ook aanzienlijk kleiner is. Daarnaast zijn kruindalingen in de orde van 5-10 cm met name van belang wanneer de decimeringshoogte van het HBN gering is. In zulke gevallen bestaat er echter maar weinig verschil tussen de ontwerpwaterstand en waterstanden die vaak voorkomen. Als zich geen substantiële vervormingen voordoen bij veelvoorkomende waterstanden, dan is het relatief onwaarschijnlijk dat dit wel gebeurt bij een licht hogere ontwerpwaterstand. Deze 'performance observations' leiden tot de conclusie dat de vervormingen van een groene dijk die voldoet aan de stabiliteitseisen naar alle waarschijnlijkheid zo klein zijn, dat hiermee geen rekening hoeft te worden gehouden bij het ontwerp van de waterkering.

De voornaamste reden om bij stabiliteitsschermen voorafgaand aan de gebruikelijke ontwerpverificaties een vervormingsberekening te introduceren is dat er nog weinig ervaring bestaat met het vervormingsgedrag van damwandconstructies. Het is niet uitgesloten dat een met een damwand versterkte dijk zich aanzienlijk slapper gedraagt dan een met grond versterkte dijk. Dit kan effect hebben op de andere faalmechanismen (met name hoogte) of de overgangen. De hiervoor uiteengezette procedure dient om deze onzekerheid af te dekken. Wellicht blijkt na enkele jaren dat deze procedure ook bij stabiliteitsschermen achterwege kan blijven.

A.5 Overige betrouwbaarheidseisen voor vervormingen

Het is onduidelijk welke eisen uit de wet- en regelgeving moeten worden gesteld aan vervormingen van een dijk. Zo is het juridisch niet vanzelfsprekend dat de eis aan de kans op schade aan belending volgt uit



de nieuwbouw- of verbouweis voor de belending (consequence class cf. NEN-EN1990NB). Ook blijft de beheerder vermoedelijk hoe dan ook aansprakelijk voor eventuele schade aan belendingen door vervormingen van de dijk (al dan niet tijdens hoogwater). Het verdient aanbeveling om een jurist te raadplegen om vast te stellen welke eisen moeten gesteld aan de kans op schade aan belendingen.

Aanbevolen wordt om als onderdeel van het ontwerptraject de overige vervormingseisen te inventariseren en te definiëren als functionele eisen. Deze kunnen dan vertaald worden naar vervormingseisen met een bepaalde kans van voorkomen. Deze vervormingseisen volgen niet direct uit de Waterwet, maar bijvoorbeeld uit het Bouwbesluit en eisen van de gebruiker/beheerder:

- functieverlies als evacuatieroute
- functioneren van de constructie of delen ervan bij normaal gebruik
- beheer en onderhoud
- uiterlijk van de constructie
- comfort van mensen
- effect op belendingen

A.6 Opties voor omgang met hoogwatergedreven deformaties in ontwerpverificaties

Deze laatste paragraaf fungeert als achtergrond voor Bijlage A.3. In Tabel A.1 zijn de opties op hoofdlijnen weergegeven voor de omgang met deformaties bij hoogwater in ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen.

Optie	Voordelen	Nadelen
A. Deformatie bij hoogwater negeren in ontwerpverificaties voor bijv. golfoverslag	Zeer eenvoudig In lijn met de huidige praktijk bij groepe dijken	Mogelijk onvoldoende veilig
 B. Vervormingseis opleggen. Deze optie behelst: Eis opleggen ten aanzien van de kans dat de kruindaling bij hoogwater groter is dan x cm en soortgelijke eisen opleggen t.a.v. de vervormingen bij bijv. bekledingen Bij verificaties voor de verschillende faalmechanismen uitgaan van de onder (1) genoemde criteria en/of de berekende deformatie bij de verificatie van de onder (1) genoemde eisen 	Andere aspecten dan water- veiligheid worden praktisch irrelevant. De kans op een beperkte vervorming moet volgens deze optie immers kleiner zijn dan volgt uit de maximaal toelaatbare kans op een overstroming die leidt tot substantiële schade of slacht- offers. Vanuit andere per- spectieven is de kans op een beperkte vervorming vrijwel zeker voldoende klein	Conservatief. Deel van de potentiële winst van de POVM kan mogelijk niet worden verzilverd

Tabel A.1Opties op hoofdlijnen

Optie	Voordelen	Nadelen
C. Deformatie bij hoogwater als een verzwarende omstandigheid beschouwen en meenemen bij de verificaties voor de reguliere faalme- chanismen	Relatief nauwkeurig/geen onnodig conservatisme	Eisen ten aanzien van andere aspecten dan overstromings- veiligheid (esthetica, schade aan belendingen e.d.) worden mogelijk maatgevend en verdienen expliciet aandacht*

* Vanuit het oogpunt van de ontwerpinspanning is dit negatief. Het feit dat moet worden verduidelijkt wat nodig is vanuit het oogpunt van de Waterwet en wat nodig is vanuit andere functies, kan echter ook worden gezien als een voordeel.

Gelet op de voor- en nadelen van de opties uit Tabel A.1 heeft optie C de voorkeur. Deze optie kan zowel probabilistisch als semi-probabilistisch worden uitgewerkt. Tabel A.2 geeft de mogelijkheden daarvoor aan.

Mogelijke uitwerking van optie C	Voordelen	Nadelen
1. Probabilistische verificatie voor elk faalmechanisme dat door deforma- ties bij hoogwater beïnvloed zou kunnen worden: Monte Carlo, zoals beschreven onder 'theoretische basis' in Bijlage A.2.2.2.	Nauwkeurig Geeft veel inzicht	Zeer bewerkelijk / praktisch onuitvoerbaar bij het ontwerp
2. Semi-probabilistische verificaties met scenariokansen: uiteenlopende maten van deforma- tie meenemen als scenario's bij de verificaties voor de reguliere faalme- chanismen	Past bij WBI-werkwijze met scenariokansen	 Zeer bewerkelijk / praktisch onuitvoerbaar bij het ont- werp: definitie scenario (of scena- rio's) en niet triviaal: er zijn uiteenlopende maten van vervorming mogelijk bepaling scenariokansen niet triviaal in een verificatie in het geval van een hoogwatergedre- ven deformatie kan niet lan- ger worden uitgegaan van de statistiek van de jaarex- tremen van de hydraulische belastingen. Dit compliceert de verificaties

Tabel A.2Opties t.a.v. de uitwerking van optie C uit Tabel A.1



Mogelijke uitwerking van optie C	Voordelen	Nadelen
 3. Semi-probabilistische verificaties uitgaande van zware deformatie door hoogwater: bij de verificaties voor de reguliere faalmechanismen uitgaan van een deformatie bij hoogwater die optreedt vlak voor bezwijken in de EEM-stabiliteitsberekening 	Eenvoudig	Zeer conservatief, zie ook Bijlage A.2.2.2
 4. Semi-probabilistische verificaties uitgaande van deformatie door hoogwater: ga bij de beoordeling per mecha- nisme uit van een profiel met een deformatie (kruindaling, rek of verschilvervorming) die een fac- tor 2 groter is dan berekend met representatieve waarden van de ondergrondeigenschappen en het ontwerppeil (= waterstand met overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatba- re overstromingskans) 	Eenvoudig Minder conservatief dan optie 3 Sluit van de genoemde opties het dichtst aan op de huidige ontwerppraktijk	De hier geopperde reken- waarden zijn nog niet kwan- titatief onderbouwd (zie tekst onder tabel)

Aan weerszijden en ter plaatse van een overgang veranderen de opties uit Tabel A.2 (incl. hun voor- en nadelen) niet.

Gelet op de voor- en nadelen van de opties uit Tabel A.2 heeft de vierde optie de voorkeur. De rekenwaarden bij deze optie zijn nog niet kwantitatief onderbouwd. De onderliggende gedachte is als volgt:

- De onzekerheid ten aanzien van o.a. de berekende kruindaling bij hoogwater wordt relatief groot verondersteld. Dit verklaart de gekozen modelonzekerheidsfactor van 1,3. Deze factor hoeft niet te worden betrokken op de verplaatsingen ten gevolge van andere belastingen dan hoogwater, inclusief de consolidatie en kruipcomponent en de component ten gevolge van autonome bodemdaling. Voor toelichting wordt verwezen naar Bijlage A.2.1.
- De interesse gaat uit naar de verplaatsingen die optreden bij hoogwater en die niet al daarvoor zijn voorgekomen (en waargenomen). Beschouw de volgende twee gevallen:
 - De kans dat zich bij hoogwater grote verplaatsingen voordoen die niet eerder zijn opgetreden, is groot als de onzekerheid ten aanzien van de buitenwaterstand relatief belangrijk is. In dit geval zou de rekenwaarde van de waterstand in de deformatieberekening een relatief hoge waarde moeten hebben. De rekenwaarden van de sterkte- en stijfheidseigenschappen hoeven in dat geval niet zeer veilig gekozen te worden. Dit is in lijn met de voorgestelde rekenwaarden voor de vervormingsberekening.
 - 2. De kans dat zich bij hoogwater grote verplaatsingen voordoen die niet eerder zijn opgetreden is klein als de onzekerheden ten aanzien van de ondergrondeigenschappen en het sterktemodel

relatief belangrijk zijn. De bovengenoemde rekenwaarden zijn dan weliswaar 'uit balans' maar deze situatie is van ondergeschikt belang.

Het bovenstaande verklaart waarom wordt vermoed dat de combinatie van het ontwerppeil met de 5%-waarden van de ondergrondeigenschappen een adequate combinatie is, zeker in combinatie met een grote modelonzekerheidsfactor. Het verdient wel aanbeveling om de rekenwaarden kwantitatief te onderbouwen.



B Constitutieve modellen in *PLAXIS*

B.1 Inleiding

Hierna volgt een overzicht van de relevante constitutieve modellen in *PLAXIS*. Dit overzicht veronderstelt bekendheid met het tijdens laboratoriumtesten waargenomen gedrag van klei en veen onder invloed van overconsolidatie en de daarbij onderscheiden critical state. (Figuur B.1, Figuur B.2, Figuur B.3).



Figuur B.1 Typisch resultaat van triaxiaaltesten op klei. (Craig, 2004). Op de verticale as staat de schuifspanningsmaat $\sigma_1 - \sigma_3$ en de waterspanning u of de volumeverandering ΔV . De critical state-schuifsterkte wordt bereikt zodra er geen volumeverandering (gedraineerd) of waterspanningsverandering (ongedraineerd) meer optreedt



Figuur B.7 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag van grond weergegeven binnen het Critical State Soil Mechanics raamwerk. In de bevenste figuur is de grond normaal geconsolideerd en vertoent de grond contractant gedrag (OCR = 1) bij ongedraineerd afschuiven, in de conderste figuur is de grond overgeconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag (OCR < x2,0) en dilatant gedrag (OCR > x2,0) bij ongedraineerd afschuiven.









Verder veronderstelt het overzicht ook bekendheid met de definitie, de mogelijkheden en de beperkingen van het Mohr-Coulomb-model (MC). Dit model werd in het verleden veelal gebruikt voor analyses van waterkeringen met constructies. Het MC-model kan echter op drie onderdelen niet beschrijven hoe het in triaxiaaltesten en 'direct shear'-testen waargenomen gedrag van klei en veen is. Dit betreft de mobilisatie van schuifsterkte onder gedraineerde en ongedraineerde omstandigheden, de daarmee gepaard gaande plastische volumeverandering (zowel volumeverkleining als -vergroting) en de invloed van initiële overconsolidatie op voorgenoemde aspecten. Ook kan het model niet de in samendrukkingsproeven waargenomen kruip beschrijven. In deze bijlage worden modellen besproken die (een deel van) deze aspecten wel kunnen beschrijven. In de bespreking is gekozen voor een diepgang die de lezer in staat stelt om vanuit de modelformulering te begrijpen waarom het model in praktijk een bepaald gedrag vertoont, of juist niet vertoont.

B.2 Hardening Soil en Soft Soil Creep

De ligging van het schuifvloeioppervlak in de hoofdspanningsruimte is voor het Hardening Soil-model (HS) en het Soft Soil Creep-model (SSC) gelijk aan de ligging voor het Mohr-Coulomb (MC)-model. Dat wil zeggen zeshoekig in het deviatorvlak en lineair in het p'-q-vlak. Daarbij is p' de effectieve isotrope spanning en is q een schuifspanningsmaat die bij een triaxiaaltest gelijk is aan de grootste minus de kleinste hoofdspanning ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$). In vergelijking tot het MC-model is de elastische stijfheid echter een functie van effectieve spanning. Een tweede belangrijk verschil is dat zowel HS als SSC tijdens samendrukking elasto-plastisch kunnen verstevigen, zodra spanningspunten in het p'-q-vlak een 'cap' overschrijden (isotrope cap hardening). De versteviging is een functie van de plastische volumerek. De cap wordt gevormd door de p'-q-punten met een gelijke equivalente isotrope preconsolidatiespanning (combinatie van p' en q op de cap). Deze equivalente preconsolidatiespanning is vergelijkbaar met de grensspanning die in een samendrukkingstest wordt bepaald. Bij een spanningspunt op de cap staat de plastischerekrichting loodrecht op de cap (associatief). De vormparameter van de cap wordt door PLAXIS zo gekozen dat de cap steeds loodrecht op de K_0^{NC} -lijn staat. De K_0^{NC} -lijn is de 'normaal geconsolideerde' lijn die het spanningspad volgt in een samendrukkingstest, na het overschrijden van de grensspanning. Door de op de K_0^{NC} -lijn gekalibreerde capvorm kan het spanningspad in samendrukkingstesten worden gereproduceerd. Een plastische schuifrek gaat op de cap altijd gepaard met plastische volumeverkleining, totdat het critical state-oppervlak wordt bereikt.

De equivalente isotrope preconsolidatiespanning wordt in de eerste rekenfase geïnitialiseerd uit een opgegeven ruimtelijk *POP*-veld (via 'boreholes') of uit *OCR*-invoer per materiaal. De in te voeren *OCR* of *POP* is gebaseerd op verticale effectieve spanning. De equivalente preconsolidatiespanning wordt daaruit bepaald door aan te nemen dat de bijbehorende p'-q-combinatie op de K_0^{NC} -lijn ligt. In de *PLAXIS*-uitvoer wordt de *OCR* overigens berekend op basis van isotrope spanningen.

Voor de kruipvoorspelling hanteert het SSC-model een meerdimensionale uitbreiding van het eendimensionale isotachenmodel. Het SSC-model bepaalt de richting van de plastische kruiprek daarbij loodrecht op de (denkbeeldige) cap die door het actuele spanningspunt loopt. Voor verticale samendrukking vanaf normaal geconsolideerde toestand levert het SSC-model dezelfde resultaten als het eendimensionale model, indien de parameters vergelijkbaar worden gekozen. Er zal echter spanningsrotatie en horizontale vervorming optreden wanneer de initiële spanning niet voldoet aan de K_0^{NC} -condities (vanwege overconsolidatie) en/of bij initiële schuifspanningen op het horizontale en verticale vlak.

Kanttekeningen bij het SSC-gebruik:

- Het SSC-model is ontworpen om verticale kruipvervorming te voorspellen bij verhinderde horizontale vervorming en bij normaal geconsolideerde initiële spanningscondities. Onder andere omstandigheden levert het model in vergelijking tot metingen doorgaans geen realistische voorspellingen van de horizontale kruipvervorming.
- Volgens de binnen het SSC-model gebruikte isotachentheorie treedt in de tijd een groei op van de overconsolidatiegraad. Dat concept is geschikt gebleken om de verticale kruipzettingen te voorspellen. Maar metingen in het veld wijzen er niet op dat de werkelijke grensspanning door veroudering ook zo snel aangroeit als de isotachentheorie voorspelt. Daarom wordt aanbevolen om een kruipanalyse met SSC alleen te gebruiken voor het voorspellen van zettingen in de tijd en om niet te rekenen met de eventuele voordelige effecten van de door veroudering verhoogde overconsolidatiegraad.

Afgezien van de kruipbeschrijving is het verschil tussen het HS- en het SSC-model verder dat het HS-model tijdens de eerste (maagdelijke) schuifspanningstoename onder de critical state-grens een niet-lineair (elasto-plastisch) verband beschrijft tussen schuifspanning en schuifrek, door de initiële mobilisatie van de wrijvingshoek (isotrope shear hardening). Tijdens de mobilisatie van de wrijvingshoek varieert impliciet ook de gemobiliseerde dilatantiehoek ψ_{mob} . Tijdens het eerste deel van de mobilisatie $(\sin(\phi_{mob}) < \frac{3}{4} \cdot \sin(\phi_{max}))$ wordt ψ_{mob} in het HS-model op nul gesteld. Daarboven treedt in het HS-model een afnemende plastische volumeverkleining op (negatieve dilatantiehoek), totdat de critical state wordt bereikt. Boven de critical state treedt toenemende volumevergroting op tot de maximaal te mobiliseren wrijvingshoek ϕ_{max} . Wanneer de ψ_{max} bij de maximaal te mobiliseren wrijvingshoek ϕ_{max} echter gelijk aan nul wordt gekozen, definieert de ϕ_{max} direct de critical state-lijn ($\phi_{max} = \phi_{cs}$) en zal er in het HS-model geen plastische volumeverandering optreden. In het SSC-model en het MC-model wordt tot de critical state-grens alleen een linear (elastisch) verband verondersteld (net zoals bij het HS-model bij ontlasten en herbelasten). Bij het MC- en SSC-model kan alleen een constante dilatantiehoek ψ worden gespecificeerd, die bij een critical state-beschrijving ook gelijk aan nul moet worden gekozen. Beide modellen zijn niet in staat om de softening te beschrijven van piekwaarde naar critical state waarde, zoals vaak optreedt bij overgeconsolideerde klei.



Hardening Soil



Schematische weergave van de vloeioppervlakken voor Hardening Soil en Soft-Soil (Creep). Op de verticale as staan de schuifspanningsmaat $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$. en de plastische schuifrek γ_p . Op de horizontale as staan de effectieve isotrope spanning p'en de plastische volumerek $\varepsilon_{p,vol}$. De helling van de critical state-lijn wordt bepaald door de wrijvingshoek ϕ_{cs} . De hoek tussen de plastische rekvector en de verticaal wordt bepaald door de dilatantiehoek ψ . De vorm van de cap wordt bepaald door de K_0^{NC} .





Figuur B.5 Weergave van het vloeioppervlak met cap voor HS (links) en SSC (rechts) in de hoofdspanningsruimte (Plaxis, 2018a)

B.3 Modified Cam Clay en Creep SClay1

Het Modified Cam Clay model (MCC) hanteert in vergelijking tot het SSC-model een vergelijkbare definitie van de cap en van de spanningsafhankelijke stijfheid. In het MCC-model wordt de ellipsvormige cap echter doorgetrokken tot boven de critical state-lijn, waarmee de ellips ook de ligging vastlegt van het schuifvloeioppervlak. Op het hele vloeioppervlak wordt een plastische rekrichting aangenomen die daar loodrecht op staat (associatief). De vorm van het vloeioppervlak wordt zo gekozen dat op het snijpunt met de critical state-lijn geen plastische volumerek meer optreedt. Het MCC-model beschrijft naast het uitdijen van het totale vloeioppervlak door hardening op de cap ook het krimpen door softening op het schuifvloeioppervlak bij zwaarder overgeconsolideerde grond. De krimp treedt op door de plastische dilatantie en beschrijft in principe een schuifsterkte-afname van de pieksterkte naar de critical state. In het klassieke MCC-model (met 1 ellips voor zowel cap als schuifvloeioppervlak) staat de cap doorgaans niet loodrecht op de K_0^{NC} -lijn. Bij simulatie van een samendrukkingstest wordt daarom niet het K_0^{NC} -pad teruggevonden. Verder is het ook niet realistisch om de softening op het schuifoppervlak te beschrijven met dezelfde afhankelijkheid van de plastische volumerek als wordt gebruikt voor de hardening op de cap. De softening tijdens de afname van de pieksterkte naar de critical state-waarde geeft in PLAXIS bovendien numerieke problemen. Dat is ook de reden dat men in het SSC-model voor het schuifvloeioppervlak is teruggevallen op de gangbare MC-definitie, die direct de uiteindelijke critical state-sterkte vastlegt.





In de zomer van 2018 is als POVM-resultaat een nieuwe implementatie beschikbaar gekomen van het Creep-SClay1 model (POV Macrostabiliteit, 2018c), dat als User Defined model kan worden gekoppeld aan *PLAXIS* en eventueel ook aan andere EEM-software. Dit model belooft in theorie een betere beschrij-

ving van slappe grond voor zowel de situatie zonder als met kruip. Het model is qua parameters vergelijkbaar met het SSC- en MCC-model en qua formulering te zien als een uitbreiding op de combinatie van beiden. De ligging van het ellipsvormige vloeioppervlak verandert ten opzichte van het MCC-model niet alleen door als gevolg van verandering van plastische volumerek, maar ook door rotatie in de spanningsruimte. Deze aanvullende anisotrope rotatie-hardening is een functie van zowel plastische volumerek als van plastische schuifrek. Het model modelleert net zoals MCC de dilatantie die boven de critical state-lijn optreedt en de uiteindelijke softening van de piekwaarde van de schuifsterkte tot de critical state. Bovendien is het model door de instelbare vorm van het deviatorvlak in staat om verschil te maken tussen de verschillende wrijvingshoeken die worden gevonden bij triaxiale compressie en triaxiale extensie. Het model is in principe alleen bedoeld voor weinig overgeconsolideerde grond.



Figuur B.7 Weergave van het vloeioppervlak voor het Creep-SClay1 model (Sivasithamparam, Karstunen, & Bonnier, 2015)

B.4 SHANSEP NGI-ADP

In *PLAXIS* kan de bepaling van ongedraineerde sterkte volgens SHANSEP (§ 2.2.2.) worden gecombineerd met het NGI-ADP-model (Grimstad, Andresen, & Jostad, 2012). De afkorting ADP staat voor: Active/ Direct-Shear/Passive. Dit wil zeggen dat het model rekening houdt met mogelijk verschillende waarden van de ongedraineerde schuifsterkte in het actieve, neutrale en passieve deel van het glijvlak, in combinatie met de verschillende niveaus van de plastische schuifrek waarbij de piekwaarden voor de schuifsterkte worden bereikt (γ_j). In tegenstelling tot de hiervoor besproken modellen is het NGI-ADP-model een 'total stress'-model, waarin waterspanning en effectieve spanning niet worden gescheiden. Het model maakt gebruik van een niet-associatieve vloeiregel (het potentiaaloppervlak voor de plastische rek heeft in het deviatorvlak een ronde vorm), maar dat leidt niet tot plastische volumeverandering door schuifrek. Wanneer geen verschil wordt gemaakt tussen actieve en passieve schuifsterkte wordt de ligging en vorm van het vloeioppervlak vergelijkbaar met het vloeioppervlak van het Tresca-model. In afwijking van het MC-model gebruikt het NGI-ADP-model daarbij nog wel een elasto-plastische shear-hardening voor de gemobiliseerde schuifsterkte, zie Figuur B.8 en Figuur B.10.







Typical deviatoric plane strain plot of equal shear strain contours for the NGI-ADP model





Figuur B.9 Verschillende spanningspaden en spanning-rek verlopen bij Triaxiale Compressie (TXC. actief) en Triaxiale Extensie (TXE, passief) (POV Macrostabiliteit, 2017a)

Schuifspanning



Figuur B.10 Resulterend niet-lineair verband tussen schuifspanning en schuifrek in het NGI-ADP-model tijdens maagdelijk belasten en ontlasten/herbelasten, als functie van de ingevoerde schuifsterkte en de daarbij ingevoerde schuifrek (POV Macrostabiliteit, 2017b)

In het WBI wordt gewerkt met de gemiddelde Direct Shear-waarde die geldt bij grotere rekken. Een onderscheid tussen actieve en passieve schuifsterkte wordt daarbij niet gemaakt. De op te geven verhouding tussen de ongedraineerde sterkte bij passieve en actieve sterkte kan in opdrijfsituaties echter toch een praktisch nut hebben. Daar waar het glijvlak uittreedt, kan via de op te geven verhouding een sterk gereduceerde passieve ongedraineerde schuifsterkte worden gemodelleerd. De stijfheid blijft daarbij wel aan de actieve sterkte gekoppeld.

Het SHANSEP NGI-ADP-model modelleert de ongedraineerde sterkte volgens SHANSEP als een per integratiepunt verschillende waarde van de ongedraineerde schuifsterkte voor het NGI-ADP-model. Deze waarde wordt bij elke (her)initialisatie uitgerekend. Het model berekent dan in elk integratiepunt ook een schuifstijfheid voor ontlasten/herbelasten G_{urr} die wordt bepaald door een op te geven verhouding tussen de glijdingsmodulus en de ongedraineerde actieve schuifsterkte.

Het effect van plastische contractie of dilatantie op de effectieve spanning en waterspanning tijdens de ongedraineerde fase is via de SHANSEP-relatie impliciet verwerkt in de berekende waarde van de ongedraineerde sterkte. Bij de keuze 'Undrained A' berekent *PLAXIS* buiten het user-defined model alleen nog een eventuele additionele wateroverspanning of -onderspanning als gevolg van aanpassing van de totale isotrope spanning. Deze berekende wateroverspanning heeft na activatie van het SHANSEP NGI-ADP-model tijdens de actieve periode echter geen enkel effect op de ongedraineerde sterkte volgens het SHANSEP NGI-ADP-model.

Bij elke overstap van HS of SS(C) naar het SHANSEP-model bepaalt *PLAXIS* met formule 2.4 de ongedraineerde sterkte die hoort bij de op dat moment geldende effectieve hoofdspanning σ'_1 , in combinatie met de actuele grensspanningswaarde. De grensspanning wordt daarbij gedefinieerd door het maximum van de tijdens alle rekenfasen berekende grootste hoofdspanning ($\sigma'_{1,max}$). De $\sigma'_{1,max}$ -waarde wordt (net zoals de equivalente isotrope preconsolidatiespanning voor HS en SS(C)) eenmalig geïnitialiseerd uit een opgegeven ruimtelijk *POP*-veld (via 'boreholes') of uit *OCR*-invoer per materiaal. De initialisatie vindt plaats voor alle elementen die in de eerste rekenfase actief zijn, ook als deze elementen dan nog niet het SHANSEP-materiaaltype hebben.



C Werkwijze parameterbepaling

C.1 Inleiding

De hierna gepresenteerde werkwijze reflecteert de meest actuele inzichten op het moment van het opstellen van het voorliggende rapport. Deze inzichten wijken soms af van wat eerder in de SHM is geschreven. Voor afwijkingen van de SHM geldt 'Comply or Explain'. Afwijkingen zijn dus toegestaan, voor zover uitlegbaar. Bij het opstellen van de tekst waren verder nog niet alle inzichten volledig uitgerijpt. Dat geldt vooral voor het eenduidig vastleggen van de representatieve grensspanning. In de nabije toekomst is er op die onderdelen daarom nog aanpassing en aanscherping te verwachten. Zie ook de POVM-rapportage (POV Macrostabiliteit, 2019b) waarin de hierna gepresenteerde werkwijze voorbeeldsgewijs is uitgewerkt voor wat betreft de bepaling van karakteristieke waarden voor het grensspanningsveld en de SHANSEP-parameters.

C.2 Inventarisatie beschikbaar grondonderzoek

Al aan de start van een dijkversterkingsproject zijn er verschillende relevante informatiebronnen beschikbaar. Denk aan boringen, sonderingen en laboratoriumonderzoek, maar ook aan archiefgegevens en aan ervaring van de beheerder en de adviseur.

De daarmee op te stellen schematisering van grondlagen voor een EEM-analyse is vergelijkbaar met de schematisering voor een glijvlakberekening. De sterkte- en stijfheidsparameters voor verschillende grondsoorten en grondlagen kunnen zowel volgen uit laboratoriumonderzoek als uit correlaties en tabellen. Naast de correlaties met sondeerweerstanden zijn ook correlaties met classificatieparameters bruikbaar. De consistentie tussen de resultaten van laboratoriumonderzoek en correlaties moet daarbij uiteraard wel worden getoetst en geborgd.

Bij de analyse van de laboratoriumdata moeten de volgende stappen worden doorlopen.

- De betrouwbaarheid van de proeven dient te worden nagegaan door te controleren of de data compleet is, of de curves continue zijn, of het waargenomen gedrag past bij het veronderstelde fysisch gedrag, etc.
- De proefresultaten moeten worden ingedeeld naar de verschillende grondlagen, aan de hand van monsterbeschrijving, monsterdiepte en eventueel volumegewicht, watergehalte en – in voorkomende gevallen – gloeiverlies in relatie tot organisch stofgehalte.
- Per grondlaag moet op uitbijters worden gecontroleerd. Als deze aanwezig zijn moet worden gecontroleerd of het monster wel bij de goede grondlaag is ingedeeld en of er een relatie ligt tussen de geconstateerde afwijking en eigenschappen als volumegewicht, watergehalte en eventueel gloeiverlies in relatie tot organisch stofgehalte. Wordt een uitbijter buiten de analyse gelaten, dan moet dit in het parameterbepalingsrapport gemotiveerd worden vastgelegd.
- Bij een grote spreiding moet worden gecontroleerd of opsplitsing van lagen een verbetering oplevert. Voorwaarde daarvoor is dat het onderscheid in laagligging ook voldoende herkenbaar is in sonderingen en/of boringen ten behoeve van de ondergrondschematisering. Verder moeten er voldoende beschikbare proeven per eventuele sub-laag zijn en moet een onnodig complexe schematisering worden vermeden. Omgekeerd moet ook worden gecontroleerd of lagen met overeenkomstige geotechnische eigenschappen kunnen worden samengevoegd, als dat voordeel oplevert voor het aantal proeven of een meer eenvoudige schematisering mogelijk maakt. Ter onderbouwing van het samenvoegen of splitsen wordt het gebruik van statistische toetsen aanbevolen, zoals de F- en T-toets of de Wilcoxon-toets. Zie Deltares, 2015b voor een toepassingsvoorbeeld. Ook wordt het gebruik van zogenaamde 'Box-and-whisker plots' (kader-staafdiagrammen) aanbevolen. Daarin tonen de 'boxes'

(kaders) het betrouwbaarheidsinterval en maken de 'whiskers' (staven) de afstand van de uitbijters tot het betrouwbaarheidsinterval inzichtelijk.

C.3 Volumiek gewicht

In het laboratorium wordt het volumiek gewicht standaard bepaald bij elk grondmonster dat wordt beproefd op schuifsterkte of op samendrukking. Dit volumiek gewicht heeft effect op de door *PLAXIS* berekende spanningen en stabiliteit. Het gewicht van de deklaag bepaalt verder ook de door opdrijven begrensde stijghoogte in de onderliggende zandlaag. De door gewicht bepaalde grondspanningen onder dagelijkse omstandigheden hebben ten slotte invloed op de uit sondeerwaarden te bepalen ongedraineerde sterkte en grensspanning. Bij de bepaling van het volumegewicht is het belangrijk dat de verzadiging van het proefstuk overeenkomt met de verzadiging van de grondlaag waaruit het monster is gestoken.

Daarnaast kan van elke gestoken bus een gemiddeld volumegewicht worden bepaald. Dit maakt het mogelijk een diepteprofiel van het volumiek gewicht op te stellen. Het kan voorkomen dat uit sommige van de lagen waarin de bussen voor dit doel worden gestoken, geen proefstukken voor laboratoriumonderzoek worden geselecteerd.

Per grondsoort kan vervolgens een regionale proevenverzameling van volumieke gewichten worden bepaald. Bij voldoende beschikbare data heeft het echter de voorkeur om de volumieke gewichten lokaal te bepalen, per rekendoorsnede. Bij het terugrekenen van grensspanningen uit ongedraineerde sterktes (die weer zijn bepaald uit sondeerweerstanden) moeten bij de bepaling van de *POP*- of *OCR*-waarden dezelfde volumieke gewichten worden toegepast als in de schematisering voor de berekening. De resulterende verwachtingswaarde kan worden vergeleken met de indicatieve waarden die zijn gegeven in tabel 7.1 van de SHM.

C.4 Gedraineerde critical state-schuifsterkte voor klei en veen

Volgens § 3.4 moeten tijdens de eerste rekenfasen gedraineerde omstandigheden worden aangenomen voor zowel klei en veen als zand. Voor de niet- tot weinig-siltige klei en het veen onder de freatische lijn wordt in latere rekenfasen overgestapt op ongedraineerd gedrag. Voor het gedraineerd gedrag van klei en veen heeft toepassing van het SSC-model de voorkeur. Voor het gedraineerd gedrag van zand moet het HS-model worden toegepast. Conform de SHM moeten beide modellen worden toegepast in combinatie met de critical state-wrijvingshoek ϕ_{cs} . Bij de critical state geldt voor de cohesie: $c' = 0 \text{ kN/m}^2$. In de praktijk wordt nabij het oppervlak (in de toplaag boven de freatische lijn, met een dikte van ongeveer 1 m) om pragmatische redenen overigens vaak een iets hogere waarde gekozen, om in de berekeningen lokale instabiliteit door lage effectieve spanning te vermijden, zie Bijlage C.11.

Overeenkomstig het WBI moet voor ϕ_{cs} worden gewerkt met de karakteristieke waarde van het lokale laaggemiddelde. Deze kan worden bepaald door het toepassen van statistiek op de afzonderlijke waarden per proef, conform Bijlage C.13.

C.5 Gedraineerde critical state-schuifsterkte voor zand

De SHM geeft verwachtingswaarden voor de critical state-wrijvingshoek van zand. Deze verwachtingswaardden variëren tussen 30 (goed gesorteerd kwartszand) en 34 graden (matig gesorteerd en matig hoekig kwartszand). De variatiecoëfficiënt varieert tussen de 0,05 (kwartszand) tot 0,1 (zandig dijksmateriaal). De onzekerheid in deze waarden is dus beperkt. Dit komt omdat de invloed van de initiële pakkingsdichtheid op de piekwaarde in de critical state niet meer van belang is. De inbrengmethode van een constructie beïnvloedt dus alleen de initiële wrijvingshoek en niet de critical state-waarde.



C.6 Aanvullende Soft Soil Creep-parameters

Naast de critical state-wrijvingshoek ϕ_{cs} en de daarbij geldende dilatantiehoek $\psi = 0$ zijn voor het SSC-model ook nog parameters nodig die de samendrukking, zwelling en kruip beschrijven. Deze aanvullende parameters zijn:

 κ^* de (elastische) ontlast-herbelaststijfheid onder de grensspanning: $\kappa^* = \frac{d\varepsilon_{vol}}{d\ln(p')}$

 λ^* de (elasto-plastische) stijfheid voor maagdelijk belasten voorbij de grensspanning: $\lambda^* = \frac{d\varepsilon_{vol}}{d\ln(p')}$

$$\mu^*$$
 de kruipparameter: $\mu^* = \frac{d\varepsilon_{vol}}{d\ln(t)}$

Daarnaast zijn nog de volgende drie parameters beschikbaar, waarvoor PLAXIS al defaultwaarden geeft.

- v_{ur} De dwarscontractiecoëfficiënt tijdens (elastisch) ontlasten en herbelasten. Bij onverhinderde gedraineerde dwarscontractie geldt: $v_{ur} = -d\epsilon_1/d\epsilon_3$. De waarde ligt in de range van 0,1 tot 0,3. *PLAXIS* hanteert een defaultwaarde van 0,2.
- K_0^{NC} De verhouding tussen de toename van horizontale en verticale effectieve spanning bij (normaal geconsolideerd) maagdelijk belasten en verhinderde horizontale vervorming. Indicatief ligt de waarde voor veen tussen 0,25 en 0,35, voor klei tussen 0,35 en 0,5 en voor zandige klei tussen 0,45 en 0,55. Default gebruikt *PLAXIS*: $K_0^{NC} = 1 \sin \phi_{cs}$. De verhouding bepaalt samen met de overconsolidatiegraad de initiële horizontale spanning die *PLAXIS* tijdens de K_0 -procedure uitrekent: $K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR \frac{v_{wr}}{1 v_{wr}}$ (OCR 1). Te lage K_0^{NC} -waarden leiden tot te lage K_0 -waarden, waardoor de initiële schuifspanninggen tijdens de K_0 -procedure groter dan de schuifsterkte kunnen worden. Verder beïnvloedt K_0^{NC} ook de vorm en ligging van de ellipsvormige cap die de vloeicontour vastlegt voor plastische samendruking, zie Bijlage B.2. Naarmate de K_0^{NC} een hogere waarde heeft komt een groter deel van de ellips onder het Mohr-Coulomb schuif-vloeioppervlak te liggen. *PLAXIS* geeft een waarschuwing bij combinaties van K_0^{NC} en ϕ_{cs} waarbij de totale ellips onder het schuif-vloeioppervlak zou komen te liggen en past de spanningsverhoudingen dan aan tot wat mogelijk is.
- σ_t De tension cut-off treksterkte. Default gebruikt *PLAXIS* een tension cut-off treksterkte $\sigma_t = 0$. Een tension cutt-off treksterkte van nul moet in de gedraineerde rekenfasen worden toegepast om te voorkomen dat er bij een geringe cohesie trekspanningen kunnen optreden in gebieden met lage spanningen (vlak onder het maaiveld, in de opdrijfzone). De tension cutt-off waarde voorkomt ook dat er spanningspunten bij nulspanning in de 'apex' van het vloeioppervlak komen, waar het plasticiteitsmodel niet meer eenduidig is geformuleerd.

In K_0 -CRS samendrukkingsproeven worden naast de verticale spanning ook de waterspanning en de horizontale spanning gemeten. In dat geval kunnen alle SSC-parameters direct uit deze proef worden bepaald.

$$\kappa^{*} = \frac{d\varepsilon_{vol}}{d\ln(p')} \quad (\text{ontlasten-herbelasten onder de grensspanning}) \tag{C.1}$$

$$\lambda^{*} = \frac{d\varepsilon_{vol}}{d\ln(p')} \quad (\text{maagdelijk belasten boven de grensspanning}) \tag{C.2}$$

$$\frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} = \frac{d\sigma'_{3}}{d\sigma'_{1}} \quad (\text{ontlasten-herbelasten onder de grensspanning}) \tag{C.3}$$
$$K_0^{NC} = \frac{d\sigma'_3}{d\sigma'_1}$$
 (maagdelijk belasten boven de grensspanning) (C.4)

Bij beschikbaarheid van de standaard parameters uit oedometertesten (compressie-index $C_{c'}$ de zwelling-index C_s en de kruipindex C_{α}) is de volgende omrekening toepasbaar.

$$\lambda^{*} = \frac{C_{c}}{\ln(10) \cdot (1+e_{0})}$$
(C.5)
$$K^{*} = \frac{C_{s}}{\ln(10) \cdot (1+e_{0})} \cdot \frac{\ln OCR}{(C.6)}$$
(C.6)

$$\ln(10) \cdot (1+e_0) = \ln\left(\frac{(2 \cdot K_0^{NC} + 1)}{(2 \cdot K_0^{NC} + 1) - (1 - \frac{1}{OCR}) \cdot (2 \cdot \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} + 1)}\right)$$

$$\mu^* = \frac{C_{\alpha}}{\ln(10)}$$
(C.7)

De $C_{c'}$ en C_s zijn gedefinieerd op basis van het poriëngetal. Daarom staat in de formule ook het initiële poriëngetal e_0 . In de praktijk wordt overigens vaak gewerkt met de direct aan rek gerelateerde parameters $RR = \frac{C_r}{1+e_0}$ en $CR = \frac{C_c}{1+e_0}$. De C_{α} is doorgaans al direct gedefinieerd op basis van rek. In formule C.6 is aangenomen dat de OCR volledig het gevolg is van weggenomen voorbelasting en niet (deels) van veroudering. Dit is consistent met de aanname die *PLAXIS* tijdens de K_0 -fase hanteert voor het uitrekenen van de initiële horizontale spanning uit de initiële verticale spanning.

Bij de bepaling van bovengenoemde parameters gelden verder de volgende aandachtspunten.

- Het is niet de bedoeling om de parameters te bepalen uit sterkteproeven, bijvoorbeeld door het fitten van spanningspaden. Dit geldt vooral voor de waarde voor μ^{*}.
- De gevonden verhoudingen tussen λ^{*}/κ^{*} en μ^{*}/λ^{*} kunnen worden vergeleken met de indicatieve grenswaarden 3 < λ^{*}/κ^{*} < 15 en 10 < μ^{*}/λ^{*} < 30. Deze zijn bepaald voor de eendimensionale samendrukkingsparameters (Den Haan; Kruse, 2007).

Een lage waarde van de indices κ^* , λ^* en μ^* leidt tot stijf gedrag en dus tot kleine vervormingen. Voor het bepalen van de lage karakteristieke stijfheidswaarden moeten dus de hoge karakteristieke waarden voor deze indices worden bepaald.

De karakteristieke waarden van κ^* , λ^* en μ^* volgen uit de waarden die zijn bepaald voor afzonderlijke laboratoriumproeven, conform Bijlage C.13. Evenals voor de schuifsterkte moet een karakteristieke waarde worden bepaald voor het lokale gemiddelde per laag. Voor de parameters v_{ur} en K_0^{NC} wordt de verwachtingswaarde gebruikt. De resulterende variatiecoëfficiënt kan worden vergeleken met de variatiecoëfficiënt voor C_s , C_c en C_a uit tabel 2b van NEN 9997-1 (NEN, 2017). De initiele kruipsnelheid en de kruipsnelheid na oplevering moeten ook passen bij het verwachtingspatroon en hetgeen bekend is over autonome zetting en belastinggeschiedenis.

C.7 Aanvullende Hardening Soil-parameters

Naast de critical state-wrijvingshoek ϕ_{cs} en de daarbij geldende dilatantiehoek $\psi = 0$ zijn voor het HS-model ook nog parameters nodig om de elasto-plastische stijfheid onder invloed van schuifrek te



beschrijven. Deze parameters worden hierna beschreven. Zie Bijlage C.6 voor de eerder al beschreven 'geavanceerde' parameters K_0^{NC} en σ_t .

- *m* Een parameter voor de spanningsafhankelijke stijfheid: $\frac{E}{E_{ref}} = \left(\frac{p'}{p_{ref}}\right)^m$. Deze waarde wordt voor zand vaak gelijk gekozen aan 0,5. De waarde die uit proeven wordt afgeleid ligt voor klei en veen doorgaans tussen 0,8 en 1,0.
- $E_{50.ref}$ De secantstijfheid $\frac{q}{\epsilon_1}$ in een triaxiaalproef bij 50% van de uiterste deviatorische spanning q gedurende maagdelijk belasten en bij een horizontale steundruk σ'_{ref} = 100 kPa. Indien de secantstijfheid beschikbaar is bij een andere horizontale spanning dan de referentiewaarde, geldt de

volgende spanningscorrectie: $E_{50.ref} = \left(\frac{\sigma'_{ref.h}}{\sigma'_{h}}\right)^{m} \cdot \frac{q}{\varepsilon_{1}}$.

 $E_{ur:ref}$ De referentiewaarde voor de tangentstijfheid $\frac{dq}{d\epsilon_1}$. in een triaxiaalproef gedurende ontlasten en herbelasten, bij een horizontale steundruk $\sigma'_{ref.h} = 100$ kPa. Indien de tangentstijfheid beschikbaar is bij een andere horizontale spanning dan de referentiewaarde, geldt de volgende

spanningscorrectie: $E_{ur.ref} = \left(\frac{\sigma'_{ref.h}}{\sigma'_{h}}\right)^{m} \cdot \frac{dq}{d\varepsilon_{1}}$. Wanneer geen $E_{ur.ref}$ -waarde wordt ingevoerd, kiest

PLAXIS de $E_{ur:ref}$ 3 keer zo groot als de $E_{50.ref}$ waarde.

 $E_{oed.ref}$ De referentiewaarde voor de tangentstijfheid $\frac{d\sigma'_{v}}{d\varepsilon_{v}}$ in een samendrukkingsproef gedurende maagdelijk belasten, bij een verticale effectieve spanning $\sigma'_{ref.v} = 100$ kPa. Indien de tangentstijfheid beschikbaar is bij een andere verticale spanning dan de referentiewaarde, geldt de

volgende spanningscorrectie: $E_{oed.ref} = \left(\frac{\sigma'_{ref.v}}{\sigma'_v}\right)^m \cdot \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v}$

Indien geen $E_{oed,ref}$ -waarde wordt ingevoerd, kiest *PLAXIS* deze gelijk aan de $E_{50,ref}$ -waarde.

 v_{ur} De dwarscontractiecoëfficiënt bij ontlasten/herbelasten, te bepalen uit de ontlasttak in een gedraineerde triaxiaaltest ($v_{ur} = -\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$) of in een K_0 - CRS-samendrukkingsproef ($\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{d\sigma'_3}{d\sigma'_1}$). Zonder verdere informatie is een geschikte keuze: $v_{ur} = 0,2$.

Met betrekking tot de HS-parameterbepaling geldt het volgende.

• Toegestane stijfheidsverhoudingen

PLAXIS gebruikt de ingevoerde sterkte- en stijfheidsparameters en de berekende grensspanning, in combinatie met K_0^{NC} (default gelijk aan $1 - \sin \phi_{cs}$), voor een fit op de interne modelparameters. Deze interne parameters leggen de ligging en de hardeningsregel vast voor zowel de cap als voor het schuifvloeioppervlak. Wanneer bij de ingevoerde parametercombinaties gee fit mogelijk is, geeft *PLAXIS* soms foutmeldingen. Dat gebeurt bijvoorbeeld indien de cap geheel onder het schuif-vloeioppervlak zou moeten liggen om het K_0^{NC} -spanningspad nog te kunnen beschrijven. Uit ervaring blijkt dat de verhouding tussen de stijfheidsparameters $E_{50.ref}$ en $E_{oed.ref}$ niet veel groter dan 2 mag worden. Voorafgaand aan de fit controleert *PLAXIS* de volgende basisvoorwaarden.

$$\begin{split} E_{50.ref} < \frac{E_{ur.ref}}{2} & E_{ur.ref} < 20 \cdot E_{50.ref} \\ E_{ur.ref} > E_{oed.ref} & E_{oed.ref} > 0,1 \cdot E_{50.ref} \end{split}$$

HS-parameters voor zand uit sonderingen

Voor zand worden in praktijk veelal correlaties met de conusweerstand q_c gebruikt. Zie daarvoor de standaard handboeken (Lunne, Robertson, & Powell, 1997) (Robertson & Cabal, 2015). Hierna volgen indicatieve 'best estimate'-correlaties voor zand. Deze mogen echter niet als bindend worden beschouwd.

$$\begin{split} G_0 \approx 10 \cdot q_c & E_{50,ref} \approx \frac{E_{ur,ref}}{5} \\ E_{ur,ref} = 0, 5 \cdot G_0 \cdot 2(1 + v_{ur}) \left(\frac{\sigma'_{ref,h}}{\sigma'_{CPT,h}}\right)^m & E_{oed,ref} \approx E_{50,ref} \end{split}$$

Hierin is $\sigma'_{CPT.h}$ de aangenomen horizontale effectieve veldspanning die correspondeert met de waarde van de sondeerweerstand.

De keuze voor karakteristieke waarden moet gebeuren door analyse van meerdere sonderingen, gebruikmakend van 'engineering judgement'. De niet-trendmatige (random) variatie in de sondeerweerstand binnen een laag mag daarbij worden uitgemiddeld. De trendmatige variatie mag niet worden uitgemiddeld. Een voorbeeld van een trendmatige variatie (die dus niet mag worden uitgemiddeld) is een lagere conusweerstand in de bovenste 1 tot 1,5 m. Ook de variatie in de laaggemiddelden voor verschillende sonderingen mag niet uitgemiddeld worden, tenzij de sonderingen binnen de typische afmeting van een glijvlak liggen (50 m).

HS-parameters voor klei en veen uit laboratoriumproeven

Toepassing van het SSC-model heeft de voorkeur voor het gedraineerde gedrag van veen en klei. De hierna volgende aanwijzingen zijn dus alleen relevant wanneer toch voor het HS-model wordt gekozen. Voor bepaling van de HS-stijfheidsparameters zijn alleen isotroop geconsolideerde triaxiaaltesten geschikt, met een ontlast-herbelasttak. Het WBI schrijft echter anisotroop geconsolideerde triaxiaaltesten voor, waarbij een ontlast-herbelaststap ongebruikelijk is. De aanwijzingen beschrijven daarom alleen de bepaling van de HS-stijfheidsparameters uit samendrukkingsproeven.

De $E_{oed} = \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v}$ is de inverse van de samendrukbaarheidsindex m_v . De m_v . volgt uit oedometerproeven bij de bepaling van de consolidatiecoëfficiënt bij een verticale spanning σ'_v .

Dus
$$E_{oed.ref} = \left(\frac{\sigma'_{ref.v}}{\sigma'_v}\right)^m \cdot E_{oed}$$
.

Wanneer de *m*-waarde voor klei en veen als benadering gelijk aan 1 wordt gekozen, kunnen de $E_{oed.ref}$ en de $E_{ur.ref}$ worden gerelateerd aan de standaard samendrukkingsparameters C_c en C_s .

$$E_{oed.ref} = \frac{\ln(10) \cdot (1+e_0) \cdot \sigma'_{ref.v}}{C_c}$$
(C.8)

$$E_{ur.ref} = \frac{\ln(10) \cdot (1+e_0) \cdot \sigma'_{ref.v}}{C_s} \cdot \frac{(1+v_{ur}) \cdot (1-2 \cdot v_{ur})}{(1-v_{ur})}$$
(C.9)

Hierin is e_0 het initiële poriëngetal.

De $E_{50.ref}$ mag ten slotte bij benadering gelijk worden gesteld aan 1,5 tot 2,0 keer de $E_{oed.ref}$



De karakteristieke waarden van $E_{50.ref}$, $E_{oed.ref}$ en $E_{ur.ref}$ volgen uit de waarden die zijn bepaald voor afzonderlijke laboratoriumproeven, conform Bijlage C.13. Evenals voor de schuifsterkte moet een karakteristieke waarde worden bepaald voor het lokale gemiddelde per laag. Voor de parameters v_{ur} en K_0^{NC} wordt de verwachtingswaarde gebruikt. De resulterende variatiecoëfficiënt kan worden vergeleken met de variatiecoëfficiënt voor E_{50} uit tabel 2b van NEN 9997-1 (NEN, 2017).

C.8 Ongedraineerde schuifsterkte: SHANSEP-parameters

Het SHANSEP NGI-ADP-model moet in principe worden toegepast voor de modellering van het ongedraineerde gedrag van veen en klei. Dit model maakt allereerst gebruik van de SHANSEP-parameters *S* en *m*, die al zijn beschreven in § 2.2.2.2.

- In PLAXIS zijn deze parameters als volgt gedefinieerd.
- $\alpha \qquad \text{De verhouding tussen } S^A_u \text{ (de ongedraineerde sterkte in actieve richting) en de effectieve verticale spanning tijdens maagdelijk belasten. Bij toepassing van de SHM moet hiervoor de SHANSEP-parameter S worden ingevuld. De WBI-aanname is daarbij dat de over het glijvlak gemiddelde S-waarde voor de actieve, neutrale en passieve richting vergelijkbaar wordt in de critical state (bij grote rekken).$
- power De sterktetoename-exponent, die de invloed van de *OCR* in rekening brengt. Hiervoor moet de SHANSEP-parameter *m* worden ingevuld.

Bij beschikbaarheid van normaal geconsolideerde schuifsterkteproeven kan een directe bepaling van S per afzonderlijke proef plaatsvinden. Deze methode heeft in principe de voorkeur (POV Macrostabiliteit, 2019b). Bij deze bepaling zijn twee interpretaties mogelijk voor s_u / σ'_v , namelijk: aflezen bij het bereiken van de critical state (constant volume of constante waterspanning), of aflezen bij de eindrek. Deze interpretaties kunnen tot verschillende resultaten leiden. De tweede interpretie moet volgens de SHM worden gebruikt voor glijvlakberekeningen, om zo benaderend rekening te houden met 'strain compatibility'. De eerste interpretatie is het meest geschikt voor EEM-modellen waarin de schuifrekafhankelijke sterkte rechtstreeks kan worden gemodelleerd. De karakteristieke waarde volgt door het toepassen van statistiek op het resultaat van de afzonderlijke proeven, conform Bijlage C.13.

Bij beschikbaarheid van (vooral) overconsolideerde proeven kan een gelijktijdige schatting van zowel *S* als *m*, of een bepaling van *S* bij gegeven *m* plaatsvinden door toepassing van een fitprocedure waarin verschillende overgeconsolideerde proeven tegelijk worden beschouwd. Waterschap Rivierenland heeft hiervoor een spreadsheet ter beschikking gesteld. Deze is samen met de documentatie te vinden op de site van de Helpdesk Water (Waterschap Rivierenland, 2016b) (Waterschap Rivierenland, 2016a). In deze spreadsheet wordt de waarde van ln $(\frac{S_u}{\sigma_v})$ uitgezet tegen de waarde van ln *OCR*. In dit diagram wordt door regressie de ligging bepaald van rechte lijnen die de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van ln $(\frac{S_u}{\sigma_v})$ representeren. De (co)varianties van startwaarde ln (*S*) en richtingscoëfficiënt *m* worden daarvoor ook geschat. Voor de bepaling van karakteristieke waarden van ln $(\frac{S_u}{\sigma_v})$ worden ze gecombineerd met een aangenomen Student t-verdeling, waarbij ook de regionale spreiding wordt meegenomen. Vanwege de benodigde *OCR* waarde moet hiervoor naast de initiële horizontale en verticale spanning ook de grensspanning in elk monster bekend zijn. Eerder is al aangegeven dat het aflezen van s_u/σ_v' bij het bereiken van de critical state (constant volume) de voorkeur heeft boven aflezen bij de eindrek. Toepassing van de regressiemethode kan bij de parameterkeuze behulpzaam zijn. Rechtstreeks gebruik van 'beste fit'-waarden bij gelijktijdige variatie van *S* en *m* wordt echter niet aanbevolen. De twee redenen daarvoor zijn:

- 1 De $\ln\left(\frac{s_u}{\sigma_v}\right)$ en ln *OCR*-waarden zijn zelf al onzeker. Dit komt doordat de overgeconsolideerde afschuifproef vaak wordt uitgevoerd bij lage spanningen (waarbij meetfouten een grotere rol spelen) en omdat de *OCR* van het gebruikte grondmonster wordt geschat uit een samendrukkingsproef op een ander (nabijgelegen) grondmonster.
- 2 In praktijk zijn er veel verschillende combinaties van *S* en *m* mogelijk die een kwalitatief vergelijkbare fit opleveren.

Wanneer alleen overgeconsolideerde proeven beschikbaar zijn, verdient het daarom de voorkeur om de *S*-waarde per proef bij de daarbij aangenomen *OCR* eenvoudigweg te bepalen met een vaste *m*-waarde, die conservatief gekozen is (zie hierna). De karakteristieke waarde kan eenvoudig worden bepaald door het toepassen van statistiek op het resultaat van de afzonderlijke proeven, conform Bijlage C.13.

De resulterende verwachtingswaarde en variatiecoëfficiënt van *S* kunnen samen worden vergeleken met de indicatieve waarden die zijn gegeven in tabel 7.2 van de SHM.

De S-waarde voor een vlakke reksituatie (zoals in de DSS-test) kan ook worden vergeleken met waarden die worden gevonden uit de op de Cam-Clay-theorie gebaseerde correlatie met de wrijvingshoek ϕ_{cs} uit een triaxiaal compressie test bij de critical state (Mayne, Coop, Springman, Huang, & Zornberg, 2009). Zie formule C.10. De gevonden *m*-waarden kunnen analoog worden vergeleken met de waarden die worden gevonden uit de correlatie tussen de *m*-waarde en de verhouding tussen de samendrukkingsparameters C_s / C_c . Zie weer formule C.10.²⁰

$$S_{DSS} = \frac{1}{2} \left(1 - K_0^{NC} \right) \approx \frac{\sin(\phi_{cs})}{2}, \quad m_{DSS} \approx 1 - \frac{C_s}{C_c} \tag{C.10}$$

In praktijk wordt de correlatie voor *m* vaak rechtstreeks gebruikt als 'voorkennis' omdat deze tot een meer eenduidige bepaling leidt, met minder spreiding. Daarbij moet men zich wel realiseren dat uit de correlatie een relatief hoge *m*-waarde kan resulteren. Een hoge waarde is niet conservatief voor situaties waarin de verticale effectieve spanning tijdens de beoordeling lager ligt dan de effectieve spanning onder dagelijkse omstandigheden. Bij de beoordeling van een constructieve versterking op binnenwaartse stabiliteit is dit doorgaans het geval. In tegenstelling tot de SHM wordt daarom aanbevolen om geen hogere karakteristieke waarde te kiezen dan m = 0,8.

Bij elke overstap op – of (her)activering van – het SHANSEP NGI-ADP-model gebruikt *PLAXIS* de hiervoor beschreven SHANSEP-parameters samen met de actuele *OCR* in elk punt, voor het berekenen van de s_u^A in dat punt. Daarbij maakt *PLAXIS* gebruik van de volgende defaults, waarvoor aanpassing doorgaans niet nodig is.

 OCR_{min} minimale waarde OCR, default gelijk aan 1.0 POP_{min} minimale waarde POP, default gelijk aan nul

²⁰ Deze door Mayne op proefresultaten geverifieerde relatie tussen S en ϕ_{cs} is een vereenvoudiging van de relatie die is afgeleid door Wroth (Wroth, 1984, pp. 477-478). De afleiding door Wroth is gebaseerd op het Modified Cam Clay (MCC)-model, onder aanname van vlakke rekcondities (DSS) en isotrope consolidatie. Voor anisotrope consolidatie en triaxiaal spanningstoestand komt Wroth tot andere uitdrukkingen. Verder geeft Wroth aan dat de op basis van MCC gevonden m_{DSS} -relatie niet noodzakelijkerwijs conservatief is in relatie tot praktijkproeven.



C.9 Ongedraineerde sterkte: NGI-ADP-parameters

Aanvullend op de SHANSEP-parameters maakt het NGI-ADP-model gebruik van de volgende extra parameters voor rekafhankelijkheid en anisotropie.

- s_u^P / s_u^A De verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte langs het passieve en actieve deel van het glijvlak. De opgegeven verhouding mag in het model niet precies gelijk zijn aan 1. Conform de SHM moet de waarde 1 wel zo dicht mogelijk worden benaderd. De keuze 1,01 is voldoende geschikt. Een zeer kleine waarde kan in de praktijk wel handig worden gebruikt om, conform het WBI-voorschrift, een schuifsterkte van 0 te benaderen in het deel van de deklaag waar opdrijven optreedt.
- s_u^{DSS} / s_u^A De verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte langs het neutrale (DSS) en het actieve deel van het glijvlak. De opgegeven verhouding mag in het model niet precies gelijk zijn aan 1. Conform de SHM moet de waarde 1 wel zo dicht mogelijk worden benaderd. Zie de toelichting hieronder voor het geval dat het toch wenselijk is om met deze anisotropie te rekenen.
- G_{ur}/s_u^A De verhouding tussen de schuifstijfheid bij ontlasten/herbelasten en de ongedraineerde schuifsterkte langs het actieve deel van het glijvlak.
 - Wanneer triaxiale compressieproeven beschikbaar zijn, kan daaruit de ongedraineerde stijfheidsmodulus voor ontlast-herbelastcondities (E_{ur}^{u}) worden bepaald. Uitgaande van de elasticiteitstheorie kan daaruit weer G_{ur} worden bepaald met: $G_{ur} = E_{ur}^{u}/2 \cdot (1 + v_{u})$.
 - de elasticiteitstheorie kan daaruit weer G_{ur} worden bepaald met: $G_{ur} = E_{ur}^u / 2 \cdot (1 + v_u)$. • Wanneer DSS-proeven beschikbaar zijn, kan de s_u^{DSS} -waarde bij de critical state gelijk worden gesteld aan s_u^A -waarde en vervolgens worden gecombineerd met de waarde voor G_{ur} uit dezelfde proef tot G_{ur} / s_u^A .
- γ_{f}^{A} , γ_{f}^{DSS} , γ_{f}^{E} De gemobiliseerde schuifrek bij het bereiken van de eindsterkte voor actief (compressie, C), neutraal (Direct Simple Shear, DSS) en passief (Extensie, E). afschuiven. In het algemeen geldt: $\gamma_{f}^{A} < \gamma_{f}^{DSS} < \gamma_{f}^{E}$. Bij beschikbaarheid van de door WBI vereiste proeven is alleen de γ_{f}^{A} -waarde rechtstreeks te bepalen uit traxiaal compressieproeven op klei en is alleen de γ_{f}^{DSS} -waarde rechstreeks te bepalen uit de DSS-proeven op veen. De niet rechtstreeks te bepalen waarden mogen worden geschat door tussen elk van deze rekken een verschilrek van 2% aan te nemen.
- $s_{u,min}$ Minimale s_u -waarde. De default $s_{u,min}$ -waarde is nul. Een iets hoger minimum kan echter
nodig zijn om lokaal bezwijken te voorkomen, of bij extreem lage sterkte bij lage spannin-
gen (opdrijven). De waarde mag echter niet hoger worden gekozen dan strikt noodzakelijk
(maximaal 2 kPa).
- τ_0 / s_u^A Pre-shearing-parameter. Deze parameter geeft weer in welke mate de ongedraineerde schuifweerstand reeds is aangesproken en de bijbehorende schuifrek al is opgetreden. Spanningspaden waarbij de gemobiliseerde schuifsterkte lager is dan de ingevoerde waarde voor τ_0 / s_u^A geven alleen elastische rek Voor het SHANSEP NGI-ADP-model is de defaultwaarde gelijk aan 0. Deze defaultwaarde is conservatief.
- v, v_u Dwarscontractiecoëfficiënt voor respectievelijk gedraineerd gedrag tijdens ontlasten/herbelasten (v) en ongedraineerd gedrag v_u .

PLAXIS rekent de gedraineerde bulkmodulus K' terug uit de schuifmodulus G_{ur} en de v

$$K' = \frac{2G_{ur} \cdot (1+v)}{3(1-2v)}$$

De gedraineerde bulkmodulus wordt binnen het NGI-ADP-model gebruikt om, tussen ongedraineerde ophoogslagen door, op benaderende wijze elastische waterspanningsdissipatie in rekening te kunnen brengen. Dergelijk gebruik is echter niet aan de orde voor de beoordeling van binnenwaartse stabiliteit van constructief versterkte dijken tijdens de gebruiksfase.

PLAXIS verlangt voor het ongedraineerde gedrag een v_u -waarde die nadert tot 0,5, om daarmee een (ten opzichte van de gedraineerde bulkmodulus) relatief hoge toegevoegde bulkmodulus van water te bepalen.

$$K_{w} = \frac{3(v_{u} - v)}{(1 - 2v_{u}) \cdot (1 + v)} \cdot K^{*}$$

Geschikte keuzes zijn: v = 0,2 en $v_u = 0,495$. Een te hoge bulkmodulus voor het water kan echter numerieke problemen geven. In dat geval moet een iets lagere waarde voor v_u worden gekozen. Een waarde van $v_u = 0,47$ geeft bijvoorbeeld al een 10% lagere ongedraineerde bulkmodulus.

In bijzondere gevallen kan het wenselijk zijn om toch gebruik te maken van de sterkte-anisotropie via invoer van s_u^P / s_u^A en s_u^{DSS} / s_u^A -waarden ongelijk aan 1. Wanneer alleen triaxiaal compressieproeven beschikbaar zijn kan de verhouding s_u^P / s_u^A worden geschat met de volgende formule (Ohta & Nishihara, 1985).

$$\frac{s_{u,pass}}{s_{u,act}} = e^{-2\beta}$$

$$\beta = \frac{\sqrt{3}\eta_0 \Lambda}{2M}, \quad \eta_0 = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}, \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda}, \quad M = \frac{6\sin(\varphi')}{3-\sin(\varphi')}$$
(C.11)

Hierin is Λ gelijk aan m.

Voor de verhouding s_u^{DSS} / s_u^A kan vervolgens worden aangenomen: $s_u^{DSS} / s_u^A \approx \frac{1}{2} \cdot (1 + s_u^P / s_u^A)$. Voor de stijfheidsparameters G_{ur} / s_u^A en γ_f moet een karakteristieke waarde worden bepaald voor het lokale gemiddelde per laag, conform Bijlage C.13. Daarbij geldt dat een lage stijfheid correspondeert met een hoge γ_f -waarde.

C.10 Grensspanningsveld

In § 2.2.2.2 is al behandeld dat de ongedraineerde sterkte volgens het SHANSEP-model afhangt van de overconsolidatiegraad *OCR*. In de originele SHANSEP-formulering is de *OCR* gebaseerd op verticale spanning: $OCR = \sigma'_{v,v} / \sigma_{v'}$ met $\sigma'_{v,v}$ de grensspanning. Een weggenomen voorbelasting *POP* leidt tot $\sigma'_{v,v} = \sigma'_v + POP$. Veroudering leidt in theorie ook tot aangroei van de *OCR*. De aangroei door veroude-ring wordt binnen een *PLAXIS*-berekening overigens niet gemodelleerd bij gebruik van het SHANSEP-NGI. Bij bepaling van de grensspanning uit sonderingen zal uiteindelijk voor zowel *OCR* als *POP* een ruimte-lijk verloop binnen een laag worden gevonden, in zowel horizontale als verticale richting.



In § 3.2.2 is al behandeld dat het SHANSEP-model in *PLAXIS* gebruikmaakt van een *OCR* die is gedefinieerd op basis van de grootste hoofdspanning: $OCR = \sigma'_{1max} / \sigma_1$. Het initiële σ'_{1max} -veld moet daarbij in *PLAXIS 2D* worden ingevoerd via een verlopende waarde van de *POP*, die kan worden gedefinieerd in boreholes. *PLAXIS* interpoleert dit *POP*-veld en berekent daarmee gedurende de K_0 -fase het initiële σ'_{1max} -veld. Indien de grootste hoofdspanning in verticale richting werkt, geldt: $\sigma'_{1max} = \sigma'_{VK_0} + POP$. De tijdens K_0 -initialisatie door *PLAXIS* aangenomen verticale spanning is gelijk aan het gewicht van de grondkolom daarboven. Anno 2019 ontbreekt deze invoermogelijkheid via boreholes overigens nog in *PLAXIS 3D*.

Bij het ontwerpen van ten behoeve van de binnenwaartse stabiliteit constructief versterkte dijken zal de grensspanning σ'_{1max} na initialisatie doorgaans niet significant toenemen door ophoging of waterstandsverlaging. De initiële grensspanningswaarde is dan meestal meer bepalend voor de ongedraineerde schuifsterkte dan de actuele veldspanning, behalve in de eventuele opdrijfzone.

Tabel 7.3 van de SHM geeft indicatieve karakteristieke *POP*-waarden voor verschillende grondsoorten. Daarbij wordt geen onderscheid gemaakt tussen de locaties onder de dijk, onder het talud en in het achterland.

De SHM geeft de mogelijkheid om deze *POP*-waarden te verfijnen met hulp van een correlatie tussen de ongedraineerde sterkte en sondeerweerstanden ($s_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}}$), zoals al beschreven in § 2.2.2.3. Om de q_{net} te bepalen moet de totale verticale veldspanning tijdens sonderen worden geschat. Daarin moet de invloed van spanningsspreiding worden meegenomen. Als veilige schattingen voor N_{kt} bij verzadigde omstandigheden noemt de SHM een verwachtingswaarde van 20 en een variatiecoëfficiënt van 0,25. Voor onverzadigde omstandigheden wordt een N_{kt} -verwachtingswaarde van 60 genoemd.

Per grondsoort kan een meer precieze N_{kt} -waarde worden gefit op basis van datapunten. In elk datapunt is de ongedraineerde sterkte van een bij in-situ spanning K_0 geconsolideerd monster gecombineerd met de corresponderende q_{net} -waarde. Dat wil zeggen: de q_{net} -waarde die is bepaald bij (vrijwel) hetzelfde in-situ veldcoördinaat als die van het monster. Wanneer regionale toepassing van de correlatie wordt beoogd, moeten er voor de fit bovendien resultaten beschikbaar zijn van minimaal 3 proeflocaties binnen de regio, met per proeflocatie en grondsoort minimaal 5 datapunten. De geschikte afstand tussen de proeflocaties bedraagt indicatief 2 tot 3 km.

De volgende twee methoden zijn geschikt.

- 1 Minimaliseren van de variatiecoëfficiënt op de $q_{net} / \mu_{N_{kt}}$ -waarde voor alle ($s_{u'} q_{net}$)-datapunten gezamenlijk, via een 'gewogen' regressie. Hiermee wordt naast een verwachtingswaarde $\mu_{N_{kt}}$ dus ook de (geminimaliseerde) variatiecoëfficiënt $V_{q_{net} / \mu_{N_{kt}}}$ gevonden. Deze bepaling wijkt af van een normale regressie, waarin de standaardafwijking op q_{net} / N_{kt} zou worden geminimaliseerd.
- 2 Het toepassen van statistiek op de verzameling van de per datapunt *i* bepaalde $N_{kt.i} = q_{net.i} / s_{u.i}$ -waarden, analoog aan Bijlage C.13. In dit geval moet wel een lognormale spreiding op N_{kt} worden aangenomen. Hiermee wordt voor ln (N_{kt}) dus een verwachtingswaarde $\mu_{\ln N_{kt}}$ en een (geminimaliseerde) standaardafwijking $\sigma_{\ln N_{kt}}$ gevonden.

De resulterende spreiding kwantificeert in beide gevallen de totale 'transformatieonzekerheid', die is verbonden aan het toepassen van de correlatie met de sondeerweerstand. In deze totale transformatieonzekerheid mag het niet-systematische lokale deel worden uitgemiddeld. In het geval van methode 1 leidt dit tot de volgende uitdrukkingen.

$$V_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}:gemiddeld} = \sqrt{V_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}:totaal}^2 - V_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}:lokaal}^2}$$
(C.12)

$$S_{u.kar} = \frac{q_{net}}{\mu_{N_{kt}}} \left(1 - T_{n-1}^{0.05} \cdot V_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.gemiddeld} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \right)$$
(C.13)

$$N_{kt.kar} = \frac{q_{net}}{s_{u.kar}} = \frac{\mu_{N_{kt}}}{\left(1 - T_{n-1}^{0.05} \cdot V_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.gemiddeld} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}}\right)}$$
(C.14)

met:

 V_{lokaal} het lokale deel van de variantie V_{totaal}^2 . Dit lokale gedeelte mag worden uitgemiddeld. Indicatief geldt: $V_{lokaal} \approx 0.5 \cdot V_{totaal}$

 $\mu_{N_{kt}} \qquad \text{de verwachtingswaarde van } N_{kt'} \text{ zoals volgend uit de minimalisatie van de variatiecoëfficiënt van } q_{net}/\mu_{N_{kt'}} \text{ door middel van 'gewogen' regressie}$

 $T_{n-1}^{0.05}$ de waarde van de Student t-verdeling bij 5% onder of overschrijdingskans met n-1 vrijheidsgraden, waarbij n het aantal datapunten is

In het geval van methode 2 leidt dit analoog tot de volgende uitdrukkingen.

$$\sigma_{\ln N_{kt}.gemiddeld} = \sqrt{\sigma_{\ln N_{kt}.totaal}^2 - \sigma_{\ln N_{kt}.lokaal}^2}$$
(C.15)

$$N_{kt.kar} = \exp\left(\mu_{\ln N_{kt}} + T_{n-1}^{0.05} \cdot \sigma_{\ln N_{kt}.gemiddeld} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}}\right) \tag{C.16}$$

$$S_{u,kar} = \frac{q_{net}}{N_{kt,kar}} \tag{C.17}$$

met:

 $\sigma_{\ln N_{kt}.lokaal}^{2} \quad \text{het lokale deel van de variantie } \sigma_{\ln N_{kt}.lokaal'}^{2} \text{ dat mag worden uitgemiddeld. Indicatief geldt daarbij weer: } \sigma_{lokaal} \approx 0.5 \cdot \sigma_{totaal}$

De twee methoden zullen overigens wel leiden tot verschillende karakteristieke waarden. Vooralsnog is alleen methode 1 in de SHM beschreven. In de toekomst kan dit veranderen. Een vergelijking met methode 2 wordt daarom aanbevolen.





Figuur C.1 Voorbeeld methode 1: verwachtingswaarde en 95% betrouwbaarheidsinterval voor $s_u = q/N$ bij een fit op minimale variatiecoëfficiënt in het geval van veengrond (Deltares, 2015b). De fit op de bolsonde-data (N_b = 18.18, V_{totaal} = 0.28) is paars gekleurd. De fit op de conus-data (N_{kt} = 14.55, V_{totaal} = 0.25) is blauw gekleurd. De lokale spreiding per cluster is indicatief ingetekend



Figuur C.2 Voorbeeld: 90% betrouwbaarheidsinterval voor $s_u = q/N$ waarbij de middeling van lokale spreiding in rekening wordt gebracht. Getoond worden de resultaten volgens methode 1 (N_{kt} =14.55, $V_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},gemiddeld}$ = 0,217) en volgens methode 2 (N_{kt} (p=0,05) = 11,0, N_{kt} (p=0,5) =16,01, N_{kt} (p=0,95) = 23,21)

Het terugrekenen van de initiële $\sigma'_{1.max.ini}$ uit de ongedraineerde sterkte $s_{u.kar}$ vindt plaats analoog aan formule 2.7. Daarbij moet worden gebruikgemaakt van dezelfde karakteristieke waarde voor S en m als door *PLAXIS* weer wordt gebruikt voor het berekenen van de ongedraineerde sterkte. In afwijking van

formule 2.7 moet voor het SHANSEP-model in *PLAXIS* echter de grootste hoofdspanning $\sigma'_{1.gespreid.ini}$ worden gebruikt, zoals door *PLAXIS* gevonden na spanningsspreiding.

$$\sigma_{1.max.ini}' = max \left(\sigma_{1.gespreid.ini}' \left(\frac{1 - \frac{1}{m_{kar}}}{S_{kar} \cdot N_{kt.kar}} \right)^{1/m_{kar}}, \sigma_{1.gespreid.ini}' \right)$$
(C.18)

PLAXIS brengt in de K_0 -procedure nog geen spanningsspreiding in rekening bij het bepalen van de σ'_{v,K_0} . De in te voeren *POP*-waarde moet dus formeel als volgt worden bepaald.

$$POP_{PLAXIS} = \sigma'_{1.max.ini} - \sigma'_{v.K_0}$$
(C.19)

Deze *POP*-invoer voor *PLAXIS* kan met hulp van de formules 2.7, C.18 en C.19 worden bepaald uit de *POP*-invoer voor een glijvlakberekening (hierna aangeduid met subscript *DGEO*):

/

$$POP_{PLAXIS} = \left(\frac{\sigma'_{1,gespreid.ini}}{\sigma'_{v.K_0}}\right)^{\left(1 - \frac{1}{m_{kar}}\right)} \cdot POP_{DGEO}$$
(C.20)

Voor het in rekening brengen van ruimtelijke variabiliteit in langsrichting wordt aanbevolen om het *POP*-verloop eerst afzonderlijk te bepalen voor elke sondering in het vak. Vervolgens moet daarmee in de rekendoorsnede een *POP*-verloop worden gekozen dat de waarden uit afzonderlijke sonderingen op conservatieve wijze representeert. Zie voor een voorbeeld het POVM-rapport over schuifsterkteschematisering (POV Macrostabiliteit, 2019b). Bij de onderliggende data-analyse mogen in langsrichting uiteraard alleen de sonderingen worden geclusterd die een vergelijkbare ligging in de dwarsdoorsnede hebben.

Om het horizontale verloop van $\sigma'_{1.max.initieel}$ in de rekendoorsnede voldoende nauwkeurig te kunnen modelleren kan het nodig zijn om ook borehole-invoer te definiëren onder het talud en nabij de teen, zelfs in gevallen dat daar geen sonderingen beschikbaar zijn.

Voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de grensspanning en de daaruit terug te rekenen POP en OCR is door de Helpdesk Water een 'CPT-tool' beschikbaar gemaakt²¹. Deze tool is geschikt voor de analyse van een enkele sondering. In de loop van 2018 is deze tool ingebed in een tool die ook de N_{kt} -bepaling en de gecombineerde *S*- en *m*-bepaling zal ondersteunen. De CPT-tool bepaalt de onzekerheid in de grensspanning overigens enigszins afwijkend van de procedure die in de voorliggende tekst is beschreven. Bij de doorontwikkeling kunnen deze keuzes echter nog veranderen.

Tot slot wordt opgemerkt dat de *OCR*-waarde ook een grote invloed heeft op de met het SSC-model berekende kruip. Hoe kleiner de initiële *OCR*, hoe groter de initiële kruipsnelheid zal zijn. Door de kruip nemen de preconsolidatiespanning en *OCR* in het SSC-model toe in de tijd. Dit beïnvloedt echter niet de $\sigma'_{1 max}$ -waarde die het SHANSEP NGI-ADP-model gebruikt.

C.11 De schuifsterkte van klei als dijksmateriaal

In de SHM staat dat de ongedraineerde sterkte van niet-siltige klei met een ligging onder het freatisch vlak moet worden beschreven op basis van SHANSEP-parameters. De grensspanning in nat kleiig dijks-

²¹ Deze tool en bijbehorende beschrijving is te downloaden via: ftp://cpttool@ftp.deltares.nl.



materiaal moet daarbij worden bepaald uit sondeerwaarden, door toepassing van formule 2.7. Wanneer de klei onder dagelijkse omstandigheden boven het freatisch vlak ligt, moet de netto conusweerstand q_{net} volgens de SHM door drie worden gedeeld om zo een conservatieve schatting te bepalen voor de waarde die zou zijn gevonden bij positieve waterdrukken. Voor de klei die ook bij hoogwateromstandigheden boven de freatische lijn ligt, moet volgens de SHM een ϕ_{cs} sterktekarakterisering worden toegepast, onder gedraineerde omstandigheden. Voor dergelijk dijksmateriaal mag volgens de SHM $\phi_{cs} = 32^{\circ}$ worden aangehouden als verwachtingswaarde, met een variatiecoëfficiënt van 0,1.

Volgens de SHM mag dus geen rekening worden gehouden met zuigspanningen in de zone boven het freatisch vlak. Deze conservatieve aanname wordt gedaan omdat het onzeker is of er onder alle omstandigheden op zuigspanningen mag worden gerekend, en ook vanwege de mogelijke aanwezigheid van scheuren. In een bijlage van het B-EEM wordt een voorstel gedaan voor een alternatieve modellering. In dat voorstel wordt wel een beperkte ongedraineerde sterkte toegekend aan de zone boven het freatisch vlak. Dit vanuit de gedachte dat het meenemen van het gunstige effect van zuigspanningen wel is toegestaan bij een dikke onverzadigde zone, bij de afwezigheid van scheuren en bij aangebrachte klei met gecontroleerde kwaliteit. Het voorstel heeft anno 2019 echter nog geen formele status. Daarom is hier de aanbeveling om als uitgangspunt vooralsnog de WBI-aanpak te blijven hanteren, die onder omstandigheden mogelijk te conservatief is. Het valt echter niet uit te sluiten dat er in de bovenste laag (orde 1 m dik) met lage effectieve spanning om pragmatische redenen toch een beperkte cohesie moet worden toegevoegd (zo weinig mogelijk en maximaal 2 kPa). Dit om zeer oppervlakkige afschuivingen te voorkomen, die verder rekenen zouden verhinderen. Afschuiven van bekleding dient bij deze modellering separaat te worden beoordeeld.

C.12 Grond-constructie-interactie

PLAXIS bepaalt de schuifsterkte tussen grond en constructie door de schuifsterkte van de grond te vermenigvuldigen met een op te geven waarde voor R_{inter} . De grootte van R_{inter} heeft invloed op de stabiliteit zowel als op de krachten en momenten, maar de waarde kan niet heel precies worden bepaald. Tabel 3.2 in deel 1 van de CUR166, (CUR, 2012) geeft een indruk van mogelijke waarden voor een gekromd glijvlak. Resultaten uit een consequentie-analyse (POV Macrostabiliteit, 2018a) suggereren dat, in het geval van stabiliteitswanden, een lagere interface-sterkte voor klei en veen in de meeste gevallen leidt tot een lichte afname van de stabiliteitsfactor en tot een kleine toename van de berekende krachten en vervormingen. Voor stalen damwanden is een factor 2/3 voldoende conservatief. Zeker omdat het werkelijke oppervlak (het 'verfoppervlak') groter is dan het door een vlakke plaat geschematiseerde oppervlak. Voor gefluidiseerd zand moet bij stalen damwanden veiligheidshalve met een lagere factor van 0,5 worden gerekend. Voor soilmix-blokken/wanden en in de grond gevormde diepwanden mag $R_{inter}=1$ worden aangehouden. Bij diepwanden moet de wrijvingshoek langs de wand echter wel worden gemaximaliseerd op 20 graden, vanwege de beïnvloeding van de achterblijvende betonietcake.

C.13 Bepaling van karakteristieke waarden

Voor het gemiddelde van de stijfheids- en sterkteparameters over een laag moeten karakteristieke waarden worden bepaald. Deze kunnen daarna, tijdens de berekening met partiële factoren, nog tot rekenwaarden worden aangepast.

Voor het gemiddelde μ en de standaardafwijking σ van parameter x geldt:

$$\mu_x = \frac{\Sigma x_i}{n}, \quad \sigma_x = \sqrt{\frac{\Sigma (x_i - \mu_x)^2}{n - 1}} \tag{C.21}$$

waarin:

- x_i de individuele waarneming parameter x. Voor deze parameter x kan worden gelezen tan $\phi_{cs'} S$ of m
- *n* het aantal proeven

Volgens de SHM hebben de in de glijvlakberekening toe te passen karakteristieke waarden een over- of onderschrijdingskans van 5%. In het geval van $\tan \phi$ en *S* is de lage karakteristieke waarde maatgevend voor stabiliteit. In het geval van *m* is de lage waarde alleen maatgevend wanneer de effectieve spanning in de beoordelingssituatie lager is dan de effectieve spanning waarbij de karakteristieke waarde van de ongedraineerde sterkte is bepaald uit de correlatie met de sondeerwaarde. Voor toetsing van de bestaande dijk is dit altijd het geval. Voor ontwerpsituaties kan dit echter anders liggen.

Voor de volledigheid worden hierna de in de SHM opgenomen formules gegeven voor een bepaalde parameter *x*. De gegeven formules zijn gebaseerd op een lognormale verdeling. Bij toepassing van een lognormale verdeling kunnen karakteristieke waarden van parameters niet kleiner dan nul worden. In een lognormale verdeling wordt een constante standaardafwijking $\sigma_{\ln(x)}$ aangenomen voor de spreiding in de logaritme van de parameterwaarde *x*. Deze aanname komt bij een perfect lognormaal verdeelde dataset overeen met de aanname van een constante variatiecoëfficiënt $V = \sigma_x / \mu_x$. In combinatie met een Student t-verdeling volgt de karakteristieke waarde van *x* uit formule C.22.

Voor deze parameter *x* kan bijvoorbeeld worden gelezen:

- de tangens van de critical state-wrijvingshoek (tan ϕ_{cs}) voor HS en SSC
- een van de SHANSEP-sterkteparameters (S of m)
- een van de SHANSEP-stijfheidsparameters (G_{ur}/s_u of $1/\gamma_f$)
- een van de HS-stijfheidsparameters (E_{oed} of E_{50} of E_{ur})
- een van de SSC-stijfheidsparameters ($1/\kappa^*$ of $1/\lambda^*$ of μ^*)

De karakteristieke waarde van *x* kan op basis van een Student t-verdeling worden bepaald conform formule:

$$x_{kar} = \exp\left(\mu_{\ln(x)} \pm T_{n-1}^{0.05} \cdot \sigma_{\ln(x)} \cdot \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}}\right)$$
(C.22)

waarin:

 x_{kar} de individuele waarneming voor parameter *x*. Voor deze parameter *x* kan worden gelezen tan $\phi_{cs'} S$ of *m*

- $T_{n-1}^{0.05}$ de waarde van de Student t-verdeling²² bij 5% onderschrijdingskans met n-1 vrijheidsgraden, waarbij n het aantal proeven. Via deze verdeling wordt rekening gehouden met de extra onzekerheid bij een beperkt aantal proeven
- α de spreidingsreductiefactor. Voor een regionale verzameling geldt: α = 0,75. Voor een lokale verzameling geldt α = 1,0. Via de 'spreidingsreductiefactor' wordt de sterktevariatie over een laag in verticale richting uitgemiddeld, maar wordt bij een regionale verzameling nog wel de reste-

²² Bij het gebruik van de functie Student t kunnen de vrijheidsgraden en overschrijdingskans worden toegepast aan een zijde van de verdeling (one-sided) of aan beide zijden (two-sided). In de bovenstaande formules heeft de overschrijdingskans betrekking op een zijde (one-sided). De Excel-functie T.INV (met punt) is daarvoor bedoeld. De Excel-formule TINV (zonder punt) interpreteert de opgegeven kans echter als de tweezijdige overschrijdingskans.



rende variatie in horizontale richting in rekening gebracht. Bij een lokale verzameling zijn alle proeven uitgevoerd op monsters die ter plaatse van het berekende dwarsprofiel zijn gestoken. Bij een regionale verzameling zijn de monsters verzameld in een gebied dat groter is dan de typische afmeting van een afschuifvlak. In een regulier dijkversterkingsontwerp zal dat laatste vaak het geval zijn

vaak het geval zijn $\mu_{\ln(x)}$ de verwachtingswaarde van $\ln(x)$. Conform formule C.21 geldt: $\mu_{\ln(x)} = \frac{\sum \ln(x)_i}{n}$

 $\sigma_{\ln(x)}$ de standaardafwijking van $\ln(x)$. Conform formule C.21 geldt:

$$\sigma_{\ln(x)} = \sqrt{\frac{\Sigma \left(\ln(x)_i - \mu_{\ln(x)}\right)^2}{n-1}}$$

De hierboven aangeduide rechtstreekse bepaling van $\mu_{\ln(x)}$ en $\sigma_{\ln(x)}$ vindt simpelweg plaats door de x in formule C.21 te vervangen door $\ln(x)$.

De in de SHM gepresenteerde formule C.23 laat zien hoe $\mu_{\ln(x)}$ en $\sigma_{\ln(x)}$ uit een verwachtingswaarde en standaardafwijking van x zou kunnen worden berekend.

$$\sigma_{\ln(x)}^{2} = \ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_{x}}{\mu_{x}}\right)^{2}\right), \quad \mu_{\ln(x)} = \ln(\mu_{x}) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(x)}^{2}$$
(C.23)

Formule C.23 is afgeleid onder aanname van een perfect lognormale verdeling. Wanneer een dataset daaraan in praktijk niet precies voldoet, zal toepassing leiden tot verschillen met de uitkomst van een rechtstreekse bepaling van $\mu_{\ln(x)}$ en $\sigma_{\ln(x)}$. Bepaling via de rechtstreekse methode is dan het meest zuiver.





D Grondparameters Bergambacht

D.1 Inleiding

Deze bijlage beschrijft hoe de parameters voor de voorbeeldberekeningen zijn bepaald. Dit is gebeurd op basis van grondonderzoek voor de locatie Bergambacht. Bij de bepaling is gebruikgemaakt van de in § 3.3 en Bijlage C beschreven werkwijze. Op onderdelen is daarvan echter afgeweken. De redenen daarvoor zijn (1) dat de parameterbepaling heeft plaastgevonden voordat de werkwijze was vastgelegd en (2) dat de beschikbare lokale data niet volledig representatief is voor de data die volgens het WBI beschikbaar moet zijn voor een te versterken dijkvak. De bijlage kan daarom niet worden gezien als een volledig voorbeeld voor de parameterbepaling voor praktijkprojecten.

In het jaar 2001 is in het kader van een praktijkproef (GeoDelft, 2002) de circa 800 jaar oude dijk nabij Bergambacht onder opdrijfcondities tot afschuiven gebracht. Dit is gerealiseerd door de waterdruk in de onderliggende pleistocene zandlaag te verhogen en een deel van de toplaag te verwijderen. De proefresultaten zijn in eerste instantie gebruikt ter verificatie van de rekenmodellen voor het faalmechanisme macrostabiliteit bij opdrijven. Vanaf 2010 zijn de proefresultaten ook gebruikt voor het valideren van de geschiktheid van een ongedraineerde sterktekarakterisering voor cohesieve lagen (Deltares, 2010).

Het laboratorium- en veldonderzoek rondom de proeflocatie is in twee delen uitgevoerd.

- De uitvoering van het eerste deel vond plaats in de periode 2000-2001, ten behoeve van de voorbereiding en eerste analyse van de praktijkproef bij Bergambacht. In die tijd was men nog niet tot het inzicht gekomen dat de berekeningen het beste gebaseerd kunnen worden op basis van ongedraineerde sterkte. De sterkteproeven uit deze periode waren dan ook gericht op het bepalen van de gedraineerde sterkteparameters. De sonderingen zijn uitgevoerd zonder de waterspanning te meten.
- Het tweede deel gebeurde in 2010, ter validatie van een overstap op ongedraineerd rekenen. Omdat de oude dijk al was verwijderd, zijn toen geen proeven meer uitgevoerd op het dijksmateriaal.

De in deze bijlage beschreven parameterbepaling is hoofdzakelijk gebaseerd op de proeven uit 2010. Uitzondering vormen de parameters voor het dijklichaam. Deze zijn gebaseerd op het onderzoek uit de periode 2000-2001.

Er is een grote hoeveelheid gegevens uit lokaal grondonderzoek beschikbaar. Hierdoor is in het hier uitgewerkte voorbeeld de parameterbepaling in meer detail uitgewerkt dan mogelijk is in reguliere versterkingsprojecten. Een voorbeeld hiervan is het bepalen van de *POP* aan de hand van sonderingen. Ten behoeve van de case Bergambacht zijn er gegevens beschikbaar van sonderingen op de kruin, direct aan de binnenteen én op verschillende afstanden uit de binnenteen. In reguliere dijkversterkingsprojecten zijn er per raai meestal maar twee sonderingen: één op de kruin en één in het achterland. In de case is de beschrijving van de *POP* in de ondergrond dus meer gedetailleerd dan in de reguliere versterkingsontwerpen het geval zal zijn.

De grote hoeveelheid lokale informatie maakt een betere 'postdictie' mogelijk, zie Bijlage E.

Hier staat tegenover dat de case Bergambacht sterk gericht is op de doorsnede waarin de proef is uitgevoerd. Als gevolg hiervan is er maar weinig informatie over de spreiding van grondeigenschappen in langsrichting van het dijklichaam. Bij reguliere dijkversterkingen is die informatie er wel. Daarom zijn in de uitwerking van de parameterbepaling aannames gedaan over de variatie van grondeigenschappen in langsrichting.

D.2 Laboratoriumproeven

Voor de parameterbepaling is gebruikgemaakt van de gegevens uit de proeven in 2010. Deze proeven sluiten beter aan bij de huidige inzichten dan de eerdere proeven in 2000/2001. Voor het dijksmateriaal is echter wel gebruikgemaakt van de proeven uit 2000/2001. Bij de analyses in zowel 2000/2001 als 2010 is de ondergrond onderverdeeld volgens een lithostratografische indeling. De indeling van de proeven in verschillende grondsoorten is in de voorliggende bijlage overgenomen. Het destijds gemaakte onderscheid in grondsoorten sluit overigens niet geheel aan op de sinds 2017 gehanteerde naamgeving, opgenomen in het Stochastisch Ondergrondmodel (SOS) van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI). Voor de hier beschreven case is het gehanteerde onderscheid in grondsoorten overigens niet relevant.

Tabel D.1 toont per grondsoort de beschikbare proefaantallen voor K_0 -CRS-samendrukkingsproeven, voor isotroop geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven (CIUC), voor anisotroop geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven (CAUC) en voor Direct Simple Shear-proeven (DSS).

Eigenschap	K_{θ} -CRS	Triaxiaal**		DSS**
		CIUC	CAUC	
Hollandveen	2	-	б	3
Klei van Tiel	1	-	3	5
Klei van Gorkum*	2	-	4	б
Klei van Gorkum licht	2	-	8	11
Klei van Gorkum zwaar	2	-	3	3
Basisveen	1	-	-	3
Kreftenheije	1	-	-	1
Dijksmateriaal, klei		10	-	

Tabel D.1	Beschikbare I	laboratoriumproeven
-----------	---------------	---------------------

* Het is ongebruikelijk om naast de kleisoorten Klei van Gorkum licht en Klei van Gorkum zwaar ook nog een grondsoort Klei van Gorkum te definiëren. De eerder gemaakte indeling is hier gehandhaafd, waarbij wordt opgemerkt dat de resultaten van de proeven op het materiaal Klei van Gorkum een grote overeenkomst vertonen met de grondsoort Klei van Gorkum licht.

** Er zijn alleen normaal geconsolideerde proeven uitgevoerd.

D.3 Statistische bewerking

In de volgende paragrafen worden de karakteristieke waarden bepaald voor de verschillende parameters. Voor de stijfheden en volumegewichten zijn zowel de boven-, als ondergrenswaarden bepaald, terwijl van de sterkte-eigenschappen alleen de ondergrenswaarden zijn bepaald. De karakteristieke waarde van een willekeurige parameter op basis van een normale verdeling wordt bepaald conform:

$$\mu_{x} = \frac{\sum x_{i}}{n}, \quad \sigma_{x} = \sqrt{\frac{\sum (x_{i} - \mu_{x})^{2}}{n}}$$

$$x_{kar} = \mu_{x} \pm \sigma_{x} T_{n-1}^{0.05} \sqrt{(1 - a) + \frac{1}{n}}$$
(D.1)



waarin:

- μ_x schatting van de verwachtingswaarde van parameter x
- *x_i* individuele waarneming parameter *x*
- *n* aantal proeven
- σ_x schatting van de standaardafwijking van parameter x
- *x_{kar}* schatting van de karakteristieke onder-, of bovengrens van de verwachtingswaarde van parameter *x*
- $T_{n-1}^{0.05}$ waarde Student t-verdeling bij 5% onder- of overschrijdingskans met n-1 vrijheidsgraden *a* spreidingsreductiefactor, a = 0,75 voor een regionale verzameling en a = 1,0 voor een lokale verzameling

De karakteristieke waarde van een willekeurige parameter op basis van een log-normale verdeling wordt bepaald conform:

$$\sigma_{m}^{2} = \ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_{x}}{\mu_{x}}\right)^{2}\right), \quad \mu_{m} = \ln(\mu_{x}) + \frac{1}{2}\sigma_{m}^{2}$$

$$x_{kar} = \exp\left(\mu_{m} \pm T_{n-1}^{0.05}\sigma_{m}\sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}}\right)$$
(D.2)

waarin:

σ_m	schatting van de standaardafwijking op basis van de log-normale verdeling van parameter x
μ_m	schatting van de verwachtingswaarde op basis van de log-normale verdeling van parameter x
μ_x	schatting van de verwachtingswaarde van parameter <i>x</i>
σ_{x}	schatting van de standaardafwijking van parameter <i>x</i>
n	aantal proeven
x _{kar}	schatting van de karakteristieke onder-, of bovengrens van de verwachtingswaarde van parame ter x
$T_{n-1}^{0.05}$	waarde Student t-verdeling bij 5% onder of overschrijdingskans met <i>n</i> -1 vrijheidsgraden spreidingsreductiefactor $a = 0.75$ voor een regionale verzameling en $a = 1.0$ voor een lokale
и	verzameling

Bij het gebruik van de Student t-functie kunnen de vrijheidsgraden en overschrijdingskans aan één zijde van de verdeling (one-sided) of aan beide zijden (two-sided) worden toegepast. In bovenstaande formules heeft de overschrijdingskans betrekking op een zijde van de verdeling, dus one-sided. Opgemerkt wordt dat Excel de functie Tinv kent voor het bepalen van de waarde voor Tn-1x. De functie Tinv past de overschrijdingskans toe op beide zijden van de verdeling (two-sided). Door in deze functie de overschrijdingskans te verdubbelen, 10%, wordt dezelfde waarde gevonden voor T als het enkelzijdig toepassen van de overschrijdingskans van 5%.

Voor de bepaling van de karakteristieke waarden is gebruikgemaakt van de variatiecoëfficiënten die in 2010 zijn afgeleid (Deltares, 2010). De proeven van de locatie Bergambacht zijn daarvoor destijds gecombineerd met proeven van de locatie Streefkerk aan de overzijde van de rivier. Vanuit geologisch oogpunt gezien gaat het hier om dezelfde grondlagen, met een vergelijkbare ontstaansgeschiedenis. Het samenvoegen van de proeven op beide locaties leidt tot een grotere proevenverzameling. Daarmee kan met name de karakteristieke waarde beter worden bepaald.

D.4 Volumiek gewicht

Van elk monster is het volumiek gewicht bepaald. Op basis van deze waarnemingen zijn de verwachtingswaarden en de karakteristieke onder-, en bovengrenswaarden bepaald, conform formule A.1. Tabel D.2 geeft de resultaten. Opgemerkt wordt dat in de berekeningen de verwachtingswaarden zijn toegepast.

Tabel D.2Volumieke gewichten, μ = verwachtingswaarde, σ = standaard afwijking, VC = variatiecoëfficiënt van de steek-
proef, b = bovengrenswaarde; 5% overschrijdingswaarde, o = ondergrenswaarde; 5% onderschrijdingswaarde,
n = aantal waarnemingen

Eigenschap	μ [kN/m³]	σ [kN/m³]	VC [-]	b [kN/m³]	o [kN/m³]	n [-]
Klei van Tiel	14,23	0,40	0,03	14,66	13,80	10
Klei van Gorkum	13,88	0,93	0,07	14,82	12,95	14
Klei van Gorkum licht	11,86	0,59	0,05	12,41	11,32	23
Klei van Gorkum zwaar	15,44	0,56	0,04	16,05	14,84	10
Hollandveen	10,35	0,37	0,04	10,73	9,98	13
Basisveen	10,86	0,41	0,04	11,53	10,18	4
Dijksmateriaal	18,45	0,66	0,04	19,08	17,82	19

D.5 Parameters Soft Soil Creep-model

D.5.1 Verwachtingswaarden

Deze paragraaf beschrijft de bepaling van de verwachtingswaarden van de parameters ten behoeve van het Soft Soil Creep-model (SSC-model). Dit model kent in totaal 8 parameters:

- 5 stijfheidsparameters:
 - κ^* stijfheid ontlast-herbelastgedrag
 - λ^* stijfheid normaal geconsolideerd gedrag
 - μ^* kruipparameter
 - v_{ur} dwarscontractiecoëfficiënt
 - K_0^{NC} verhouding horizontale en verticale spanning voor normaal geconsolideerde condities
- 3 sterkteparameters:
 - φ' wrijvingshoek
 - *c*' cohesie
 - ψ dilatantiehoek

De parameters zijn bepaald aan de hand van het fitten van de laboratoriumproeven. Dit is gedaan met Soil Test-module in *PLAXIS*. De in deze paragraaf besproken fits zijn uitgevoerd met de *PLAXIS 2D*-versie 2015. Een uitgebreide toelichting op het fitten van proefdata is te vinden in het POVM-rapport POV Macrostabiliteit (2018). Hieronder volgt een korte samenvatting. Na het selecteren van de proeven die representatief worden geacht voor het grondgedrag wordt de proefdata, van de geselecteerde proeven, ingelezen in de Soil Test-module. Om de proefdata te kunnen inlezen zijn invoerfiles aangemaakt zoals beschreven in het POVM-rapport Parameterbepaling EEM, POV Macrostabiliteit (2018). Aan de hand van de ingelezen data kunnen, per proef, de spanningspaden en spanning-rekgrafieken van zowel de meetdata als de simulatie worden bekeken en met elkaar worden vergeleken. Vervolgens wordt per



proef, op het oog, de beste fit bepaald. Omdat de stijfheidsparameters worden bepaald uit samendrukkings- en CRS-proeven, en de sterkteparameters uit traxiaal- of Direct Simple Shear-proeven, verloopt het bepalen van de complete parameterset in twee stappen:

- 1 Het bepalen van parameters aan de hand van K_0 -CRS-data. Dit levert voornamelijk een optimalisatie van de stijfheden op.
- 2 Het optimaliseren van de sterkteparameters, aan de hand van triaxiaalproeven.

D.5.1.1 Stijfheidsparameters

Er zijn twee K_0 -CRS-proeven beschikbaar voor de grondsoort Klei van Gorkum licht. Figuur D.1 geeft een indruk van de proefresultaten.

De hier besproken K_0 -CRS-proeven zijn uitgevoerd in zes fasen:

- 1 belastfase
- 2 ontlastfase
- 3 herbelastfase
- 4 relaxatiefase
- 5 herbelastfase
- 6 ontlastfase einde proef

In de relaxatiefase wordt tijdens het meten van de spanningsafname de hoogte van het monster constant gehouden. Uit de snelheid van de spanningsafname wordt de kruipparameter bepaald. De stijfheid λ^* volgt uit de helling van de belastfase, κ^* uit de helling van de ontlast-herbelastlus. De waarde voor K_0^{NC} volgt uit de gemeten verhouding van de horizontale en verticale spanning na het overschrijden van de grensspanning.



Figuur D.1 Klei van Gorkum licht, proefresultaten K_0 -CRS-proeven 55B en 38B

De proefresultaten laten zien dat de beide proefstukken een verschillende grensspanning, $\sigma'_{v,v'}$ kennen. De stijfheden, de hellingen van het spanning-rekverloop, tonen wel overeenkomst. Ook de helling van het p' - q-diagram van beide proeven lijkt op het eerste gezicht overeen te komen. Tabel D.3 geeft de verwachtingswaarden voor de stijfheidsparameters, die volgen uit de standaard uitwerking van de proefresultaten.

Parameter	Eenheid	55B	38B
γ	[kN/m ³]	11,16	11,65
<i>K</i> *	[-]	0,0153	0,0175
λ*	[-]	0,1400	0,1522
μ^*	[-]	0,0075	0,020
K_0^{NC}	[-]	0,30	0,40
$\sigma'_{v,y}$	[kN/m ²]	12,5	22

Tabel D.3Parameters voor de proeven 55B en 38B, conform de standaard uitwerking

Figuur D.2 en Figuur D.3 tonen het resultaat van de simulaties. Simulatie 1 is gebaseerd op de parameters die volgen uit de standaard uitwerking, Tabel D.4 en simulatie 2 tonen het resultaat met geoptimaliseerde parameters. Tabel D.3 geeft geen informatie over de sterkteparameters en de dwarscontractiecoëfficiënt. Deze parameters zijn echter wel nodig om simulaties te kunnen maken. Voor de dwarscontractiecoëfficient is uitgegaan van een defaultwaarde, $v_{ur} = 0,15$. De bepaling van de sterkteparameters is beschreven in Bijlage D.5.1.2. In de simulatie van de K_0 -CRS-proeven is aangehouden: c' = 0, $\varphi' = Asin(1-K_0^{NC})$.





Simulaties proef 55B, simulatie 1 met parameters uit Tabel D.3, simulatie 2 met geoptimaliseerde parameters



Figuur D.3 Simulaties proef 38B, simulatie 1 met parameters uit Tabel D.3, simulatie 2 met geoptimaliseerde parameters



Uit de simulaties volgt dat de proefresultaten redelijk worden benaderd bij gebruik van de parameters die volgen uit de standaardbepaling, maar dat optimalisatie mogelijk is. Voor proef 55B volgt uit de standaard uitwerking een te lage waarde voor λ^* . In het spanning-rekdiagram (linkergrafiek in Figuur D.2) loopt simulatie 1 (rode lijn), voor het normaal geconsolideerde deel minder steil dan de meetdata (blauwe lijn). In het *p*'- *q*-diagram (rechtergrafiek in Figuur D.2) is dit terug te zien aan de aanzienlijk hogere waarde voor *q* die met simulatie 1 (rode lijn) ten opzichte van de meetdata (blauwe lijn) wordt gevonden.

Voor proef 38B, Figuur D.3, komt het maagdelijk gedrag van simulatie 1 (rode lijn) goed overeen met de meetdata (blauwe lijn). Echter, in de ontlastfase wordt bij dezelfde, opgelegde, afname in rek in simulatie 1 (rode lijn), een grotere afname in spanningen gevonden dan in de metingen (blauwe lijn). Dit is vooral zichtbaar in de spanning–rekrelatie, de linkergrafiek van Figuur D.3. In simulatie 2 is de waarde voor κ^* zodanig verhoogd dat simulatie en metingen overeenkomen. Voor een goede fit op het normaal geconsolideerde deel van het spanning-rekdiagram van beide proeven blijkt dat ook de grensspanning iets moet worden aangepast.

De kruipparameter μ^* kan worden gecontroleerd aan de hand van de relaxatiefase. De grootte van de spanningsafname in de relaxatiefase wordt bepaald door μ^* . Voor beide proeven geldt dat er geen reden is om de waarde voor μ^* uit simulatie 1 aan te passen.

De waarde van K_0^{NC} bepaalt, onder andere, de verhouding tussen de horizontale en verticale spanningen voor normaal geconsolideerd gedrag. Dit is in het p' - q-diagram (rechtergrafiek in Figuur D.2 en Figuur D.3) terug te vinden in de helling van het spanningspad. Hoe hoger de waarde voor K_0^{NC} , hoe lager het spanningspad in de p' - q-grafiek komt te liggen. Na het aanpassen van de stijfheden, waardoor de grootte van de maximale waarde van q in de simulatie overeenkomt met de meetdata, is alleen de K0nc-waarde voor proef 55B nog iets verhoogd.

De helling van de ontlast-herbelasttak in het p' - q-diagram wordt bepaald door de waarde van v_{ur} . In simulatie 2 is de waarde voor v_{ur} niet aangepast ten opzichte van simulatie 1.

De fasen 2 en 3, de ontlast- en herbelastfase leiden tot een hysterese in het spanning-rekdiagram. Het SSC-model kent één stijfheid voor het ontlast-herbelastgedrag. Hierdoor wordt in de simulatie de hysterese gereduceerd tot een lijn. De simulatie dient door het begin- en eindpunt van de hysterese te lopen. Opgemerkt wordt dat het fitten van κ^* aan fase 6 (ontlastfase), leidt tot een andere waarde voor κ^* . Omdat hoge waarden voor κ^* leiden tot onrealistische resultaten van dijkberekeningen in de fase waarin de verhoogde (grond)waterstanden worden geactiveerd, wordt κ^* gefit aan de fasen 2 en 3 en niet aan fase 6.

Parameter	Eenheid	55B	38B
γ	[kN/m ³]	11,16	11,65
<i>K</i> *	[-]	0,022	0,03
λ*	[-]	0,180	0,1522
μ^*	[-]	0,010	0,020
K_0^{NC}	[-]	0,35	0,40
$\sigma'_{y,y}$	[kN/m ²]	16	30

 Tabel D.4
 Parameters voor de proeven 55B en 38B na optimalisatie

D.5.1.2 Sterkteparameters

In totaal zijn er acht traxiaalcompressieproeven uitgevoerd op het materiaal Klei van Gorkum licht. Alle proeven zijn normaal geconsolideerd uitgevoerd. De monsters zijn anisotroop geconsolideerd onder een verhouding van $\sigma'_h / \sigma'_v = 0.4$.





Figuur D.4 toont de resultaten van de triaxiaal compressieproeven. De spanningspaden zijn niet gelijkvormig. Het spanningspad van de proeven 42D en 55B heeft een andere vorm dan de andere spanningspaden. Waarschijnlijk is natuurlijke variatie hiervan de oorzaak. Het zal dan ook niet mogelijk zijn om met één parameterset alle proeven naar behoren te fitten. Er zijn twee proeven uitgekozen met een voor dit materiaal representatief verloop van het spanningspad. Deze keuze is enigszins arbitrair. De proeven 42D en 55B vallen af vanwege het afwijkende spanningspad. Proef 40E vertoont een zeer rond spanningspad en een sterkteterugval na het overschrijden van de pieksterkte. Uit de resterende proeven zijn twee proeven geselecteerd met een duidelijk verschil in initieel spanningsniveau: 42E en 43A.



Figuur D.5 Simulatie triaxiaalproef 42E, simulatie 1 met parameters Tabel D.4 proef 38B, simulatie 2 met ge-optimaliseerde parameter, simulatie best fit geeft de beste benadering van het spanningspad





Figuur D.6 Simulatie triaxiaalproef 43A, simulatie 1 met parameters Tabel D.3 proef 38B, simulatie 2 met ge-optimaliseerde parameter, simulatie best fit geeft de beste benadering van het spanningspad

Figuur D.5 en Figuur D.6 tonen de simulaties van de proeven 42E en 43A. Simulatie 1 gaat uit van de parameterwaarden uit Tabel D.3, simulatie proef 38B. Simulatie 2 geeft de benadering met de geoptimaliseerde waarden uit Tabel D.4. Tot slot wordt opgemerkt dat een betere fit van het spanningspad, waarbij de simulatie en de meetdata dichter bij elkaar liggen, mogelijk is. De volgende alinea's laten echter zien dat voor het realiseren van zo'n betere fit gebruik wordt gemaakt van onrealistische parameters.

	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
Parameter	Eenheid	Waarde
γ	[kN/m ³]	11,86
K*	[-]	0,03
λ^*	[-]	0,1522
μ^*	[-]	0,02
<i>v_{ur}</i>	[-]	0,15
K_0^{NC}	[-]	0,4
C'	[kPa]	5
φ'	[°]	44
ψ	[°]	0

 Tabel D.5
 Geoptimaliseerde parameterset Klei van Gorkum licht (verwachtingswaarden)

Simulatie 1 gaat uit van de stijfheden uit Tabel D.3. De toegepaste sterkte-eigenschappen voor simulatie 1 zijn c' = 0, $\psi = 0$ en $\varphi' = 44^{\circ}$. In simulatie 2 is de cohesie verhoogd naar c' = 5 kN/m². Simulatie 1 en simulatie 2 hebben voor de proeven 42E en 43A dezelfde parameterset. Voor proef 42E geldt dat de grootte van de pieksterkte en de eindsterkte in simulatie 2 overeenkomt met de meetdata. Echter, de piek wordt zowel in het spanningspad als in het spanning-rekdiagram in simulatie 1 eerder bereikt dan in de meetdata. Voor proef 43A wordt in simulatie 2 een hogere pieksterkte gevonden dan in de meetdata. Voor beide proeven geldt dat het spanningspad ronder is dan in de simulaties wordt gevonden. Het spanning-rekdiagram van de meetdata geeft na het bereiken van een axiale rek van 1% een geleidelijke toename van de gemobiliseerde weerstand, strain hardening. Bij een axiale rek van circa 12% neemt het spanning-rekdiagram sterk af, mogelijk treedt hier glijvlakvorming op. Het strain hardening-gedrag, het traject 1% < ϵa < 12%, kan met het SSC-model niet goed worden gesimuleerd.

De mate van ronding van het spanningspad wordt bepaald door de mate waarin wateroverspanning wordt gegenereerd tijdens het afschuiven. De verhouding van stijfheden, κ^* / λ^* en de waarde voor K_0^{NC} bepalen in het SSC-model de mate waarin wateroverspanning wordt gegenereerd tijdens het afschuiven. Een hogere waarde voor K_0^{NC} leidt tot een toename van wateroverspanning tijdens afschuiven en daarmee tot een ronder spanningspad. Echter, de K_0^{NC} kan in het SSC-model niet vrij gekozen worden. Het SSC-model combineert een cam clay-type vloeicontour met het Mohr-Coulomb-bezwijkcriterium. De waarde voor K_0^{NC} bepaalt mede de vorm van de vloeicontour. Vanwege numerieke instabiliteit kan de vloeicontour niet onder de Mohr-Coulomb-bezwijklijn komen te liggen. Omdat de schuifsterkte van de humeuze Klei van Gorkum licht beschreven kan worden met een relatief hoge φ ', kan de waarde van K0nc niet groter dan 0,4 worden gekozen. Dit wordt door de *PLAXIS*-software aangegeven.

Een verdere mogelijkheid om de vorm van het spanningspad aan te passen, is het veranderen van de stijfheden. In Figuur D.5 en Figuur D.6 wordt dit weergegeven met simulatie best fit. De simulatie 'best fit' voor proef 42E is gevonden door een zeer lage waarde voor μ^* te kiezen; $\mu^* = 0,005$, in combinatie met een verhoging van de sterkteparameters, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ en $\varphi' = 50^\circ$. Voor proef 43A is dit gevonden door een zeer hoge waarde voor λ^* te kiezen, $\lambda^* = 0,5$, in combinatie met, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ en $\varphi' = 44^\circ$. Hoewel deze parameters een goede simulatie van het spanningspad opleveren kunnen deze parameters niet gebruikt worden. De waarde voor de stijfheid λ^* is in deze fit onrealistisch hoog en de kruipparameter μ^* onrealistisch laag. Deze waarden passen niet bij het gedrag dat in de CRS-proeven is gevonden. Hiermee zouden in de vervormingsberekeningen onrealistisch vervormingen worden uitgerekend.

Opgemerkt wordt dat in het SSC-model de kruipparameter μ^* mede bepalend is voor de hoogte van de pieksterkte en de daarop volgende softening. Verandering van μ^* of van de uitvoersnelheid van de proef heeft gevolgen voor de gevonden softening.

Tabel D.6 en Tabel D.7 geven de resulterende verwachtingswaarden weer van respectievelijk de stijfheidsparameters en de sterkteparameters van het SSC-model.

Grondsoort	γ [kN/m³]	λ* [-]	K* [-]	μ* [-]	V _{ur} [-]
Dijksmateriaal	18.45	0,050	0,005	0,0025	0,15
Klei van Tiel	14.23	0,0787	0,0131	0,005	0,3
Hollandveen	10.35	0,220	0,025	0,016	0,15
Klei van Gorkum licht (humeus)	11.86	0,1522	0,03	0,02	0,15
Klei van Gorkum	13.88	0,175	0,015	0,0075	0,15
Klei van Gorkum zwaar	15.44	0,08976	0,0042	0,0035	0,15
Basisveen	10.86	idem Holland	lveen (4)		

Tabel D.6Resultaten bepaling stijfheidsparameter SSC-model (verwachtingswaarden)



Grondsoort	<i>c'</i> [kN/m²]	φ' [°]	ψ [°]	<i>K</i> ₀ ^{NC} [-]	nr
Dijksmateriaal	5	35	0	0,40	OB
Klei van Tiel	0	25	0	0,65	12
Hollandveen	0	50	0	0,34	4
Klei van Gorkum licht (humeus)	0	44	0	0,40	15
Klei van Gorkum	0	45	0	0,30	16
Klei van Gorkum zwaar	5	35	0	0,40	17
Basisveen	idem Holland	lveen (4)			9

Tabel D.7 Resultaten bepaling sterkteparameters SSC-model (verwachtingswaarden)

Bij de bepalingen zijn ten slotte de volgende aandachtspunten geconstateerd.

- Relatie K_0^{NC} en φ ': het SSC-model combineert het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb met een vloeicontour. De waarde van K_0^{NC} is mede bepalend voor de vorm van de contour. Voor details wordt verwezen naar de *PLAXIS*-handleiding, (Plaxis, 2018a). Dit stelt eisen aan de waarde voor K_0^{NC} . Deze eisen zijn afhankelijk van de waarde die voor φ ' wordt toegepast. Voor humeuze klei of veen kan een hoge waarde voor φ ' nodig zijn, met als gevolg dat de waarde voor K0nc relatief laag moet zijn. In dat geval worden hoge waarden niet door het programma geaccepteerd, terwijl een hoge waarde wel wenselijk zou zijn om de kromming van het spanningspad goed te kunnen benaderen. In dat geval zal een steiler spanningspad dan uit de proeven volgt, moeten worden geaccepteerd.
- Een lage waarde voor K_0^{NC} kan er toe leiden dat in de berekening, voor de bewuste laag, snel plastisch bezwijken wordt gevonden. Hierop dient te worden gecontroleerd; indien relevant moet de waarde van K_0^{NC} worden verhoogd.
- Sommige materiaalsoorten zoals siltige klei vertonen dilatant gedrag. In ongedraineerde proeven wordt bij toenemende vervorming een toenemende sterkte gevonden. Dergelijk gedrag wordt niet alleen in natuurlijke afzettingen gevonden, maar ook in antropogene gronden zoals dijksmateriaal. In laboratoriumomstandigheden kan aanzuiging van water worden voorkomen, waardoor, als gevolg van het ongedraineerd gedrag de sterkte behoorlijk kan oplopen. Ook rekenkundig worden bij simulatie van ongedraineerd gedrag zeer grote sterktes worden gevonden wanneer dilatantie, $\psi > 0^\circ$, wordt toegestaan. Voor veldcondities is het niet waarschijnlijk dat volledig ongedraineerd gedrag zal optreden. De siltige lagen zijn vaak redelijk doorlatend. Daardoor kan rondom het glijvlak tijdens het optreden van een afschuiving enige consolidatie optreden en kan het gedrag als gedraineerd of gedeeltelijk gedraineerd worden beschouwd. In de SHM wordt dan ook voorgeschreven deze lagen als gedraineerd te beschouwen.
- Bij het fitten van de proeven is het aan te bevelen de verhouding tussen de verschillende parameters te controleren. Op basis van literatuur over samendrukkingsparameters, o.a. Den Haan & Kruse (2007), kunnen bandbreedtes van de stijfheidsparameters, κ^* , λ^* en kruipparameters, μ^* , worden gegeven:
 - $5 < \lambda^* / \kappa^* < 20.$
 - 0,02 < μ^* / λ^* < 0,08

D.5.2 Karakteristieke waarden

Er zijn te weinig K_0 -CRS-proeven beschikbaar om de karakteristieke waarden van de stijfheidsparameters κ^* , λ^* en μ^* te kunnen bepalen. Wel zijn naast de K_0 -CRS-proeven ook klassieke oedometerproeven

beschikbaar. Zowel van de samendrukkingsproeven als van de K_0 -CRS-proeven zijn de eendimensionale stijfheidsparameters a, b en c bepaald. Door het samennemen van de samendrukkingsproeven en de K_0 -CRS-proeven zijn er voor de grondsoorten Hollandveen en de verschillende kleien van Gorkum vier waarnemingen per grondsoort beschikbaar. Op basis van deze resultaten zijn de variatiecoëfficiënten voor a, b en c bepaald per grondlaag. Vervolgens is aangenomen dat de spreiding in a, b en c hetzelfde is als voor κ^* , λ^* en μ^* . Voor het dijksmateriaal zijn geen samendrukkingsproeven en K_0 -CRS-proeven beschikbaar. Voor de grondsoort Klei van Tiel is een K_0 -CRS en een samendrukkingsproef beschikbaar. Voor al deze grondsoorten is aangenomen dat de spreiding vergelijkbaar is met de spreiding die voor de grondsoort Klei van Gorkum zwaar wordt gevonden. Bij de bepaling van de spreiding is gebruikgemaakt van een log-normale verdeling, conform formule A.2.

Grondsoort	laag karakteristieke waarden			hoog karakteristieke waarden		
	λ* [-]	<i>к</i> * [-]	μ* [-]	λ* [-]	<i>к</i> * [-]	μ* [-]
Dijksmateriaal	0,0363	0,0028	0,0014	0,0654	0,0077	0,0039
Klei van Tiel	0,0366	0,0067	0,0012	0,1270	0,0204	0,0094
Hollandveen	0,1938	0,0194	0,0114	0,2467	0,0307	0,0208
Klei van Gorkum licht (humeus)	0,1269	0,0226	0,0143	0,1783	0,0378	0,0261
Klei van Gorkum	0,1363	0,0094	0,0048	0,2176	0,0216	0,0107
Klei van Gorkum zwaar	0,0736	0,0031	0,0026	0,1065	0,0053	0,0045
Basisveen	idem Hollandveen (4)					

Tabel D.8 Resultaten bepaling karakteristieke waarden stijfheden SSC-model

Zoals eerder al aangegeven, is de omvang van de proevenserie uit 2010 te beperkt voor een statistische analyse. Dat geldt ook voor de bepaling van de karakteristieke waarden voor de sterkteparameters. Uitzondering hierop vormen de proeven op de grondsoort Klei van Gorkum licht. Voor de statistische afleiding wordt een spreadsheet verspreid via de Helpdesk Water (Waterschap Rivierenland, 2016b). Deze methode is gebruikt voor de bepaling van de karakteristieke ondergrenswaarde voor de *c*' en φ '. Ter illustratie is de methode toegepast op de proeven op het materiaal Klei van Gorkum licht. Een alternatie-ve werkwijze is, in overeenstemming met de critical state-sterkte, te veronderstellen dat voor de cohesie geldt c' = 0 kN/m². In dat geval kan de karakteristieke waarde voor de wrijvingshoek worden bepaald aan de hand van formule A.1. Bij toepassing daarvan dient de statistische bewerking op tan(φ) te worden uitgevoerd.

Figuur D.7 toont de bepaling van de ondergrenswaarde van de sterkteparameters voor het materiaal Klei van Gorkum licht. In de analyse zijn twee proeven buiten beschouwing gelaten: 55B en 40E. In voorgaande analyses was dat ook het geval. Uit de analyse volgt voor Klei van Gorkum licht: $c'_{kar} = 0$ kN/m² en $\phi'_{kar} = 33,4^{\circ}$.





s' [kPa]

Figuur D.7 Resultaat bepaling karakteristieke ondergrenswaarde van de sterkte-eigenschappen voor het materiaal Klei van Gorkum Licht

Om voor alle grondlagen een karakteristieke waarde voor de cohesie c'_{kar} en φ'_{kar} te kunnen bepalen is uitgegaan van de in 2010 bepaalde variatiecoëfficiënt VC. Tabel 3.1 van het rapport SBW Werkelijke sterkte van dijken (Deltares, 2010) geeft de VC-waarden voor de verschillende grondsoorten voor de proeven die zijn uitgevoerd op monsters van de locaties Bergambacht en Streefkerk. Hierbij is gebruikgemaakt van de VC-waarden voor sterkteparameters bij grote rek. Opgemerkt wordt dat ook voor de grondsoort Klei van Gorkum licht op deze wijze de karakteristieke sterkte parameters zijn bepaald. De hierboven beschreven uitwerking voor de grondsoort Klei vanGorkum licht dient alleen ter illustratie.

Bij het uitvoeren van de berekeningen is er vanwege numerieke stabiliteit ervoor gekozen enige cohesie aan de verschillende grondlagen toe te kennen.

Grondsoort	<i>c'_{kar}</i> [kN/m²]	φ' <i>kar</i> [°]
Dijksmateriaal	2,00	27,20
Klei van Tiel	0 (1,00a)	18,85
Hollandveen	0 (1,00 ^a)	29,78
Klei van Gorkum licht (humeus)	0 (1,00a)	31,23
Klei van Gorkum	0 (1,00a)	35,60
Klei van Gorkum zwaar	0 (1,00 ^a)	28,10

Tabel D.9Karakteristieke 5% onderschrijdingswaarden voor de sterkteparameters van de verschillende grondsoorten in het
SSC-model

a = ten behoeve van de numerieke stabiliteit is gekozen voor een minimale waarde voor de cohesie, $C' = 1 \text{ kN/m}^2$.

Voor de waarde van K_0^{NC} zijn de verwachtingswaarden uit Tabel D.7 toegepast.

D.6 Parameters Hardening Soil-model

D.6.1 Inleiding

Bij het ontwerpen van dijken met constructieve elementen worden de zandlagen met het Hardening Soil-model (HS-model) gemodelleerd en heeft toepassing van het SSC-model de voorkeur voor cohesieve lagen. Deze voorkeur is mede gebaseerd op de conclusies uit de hierna volgende bepaling van HSparameters voor cohesieve lagen. Om deze reden is de bepaling van HS-parameters voor cohesieve grond toch in deze bijlage opgenomen.

D.6.2 Verwachtingswaarden

Deze paragraaf beschrijft de bepaling van de verwachtingswaarden van de parameters ten behoeve van het Hardening Soil (HS)-model. Behoudens de advanced parameters kent het Hardening Soil-model de volgende tien parameters:

• Stijfheid

 $\begin{array}{ll} E_{50.ref} & \mbox{stijfheid deviatorische belasting bij referentiewaarde horizontale spanning} \\ E_{ur.ref} & \mbox{elastische stijfheid ontlast-herbelastbelasting bij referentiewaarde horizontale spanning} \\ E_{oed.ref} & \mbox{stijfheid isotrope belasting bij referentiewaarde verticale spanning} \\ m & \mbox{macht stijfheid-spanningsrelatie} \end{array}$

 R_f
 K_0^{NC} verhouding bezwijksterkte en hoger gelegen asymptoot; beschrijft kromming in q- ε_a verloop
verhouding horizontale en verticale spanning voor normaal geconsolideerde condities v_{uv} dwarscontractiecoëfficiënt

v_{ur} Sterkte

c' cohesie [kPa]

φ' wrijvingshoek [°]

ψ dilatantiehoek [°]

Voor de advanced parameters worden defaultwaarden toegepast. De parameterbepaling voor het Hardening Soil-model wordt toegelicht aan de hand van de proeven op klei van Tiel, zie Tabel D.2 en Figuur D.8. In de verdere uitwerking is gebruikgemaakt van de K_0 -CRS-proef 49A en de triaxiaalproef 35A.



Figuur D.8 Triaxiaalproeven op Klei van Tiel



De eerste schatting van de stijfheidsparameters is gebaseerd op de $E_{50.ref}$ en vaste verhoudingen tussen de $E_{ur:ref}$ en $E_{oed.ref}$ met $E_{50.ref}$. De afschuiffase van proef 35A is ongedraineerd uitgevoerd en levert derhalve $E_{50.u}$ als stijfheidsparameter. De omrekening van $E_{50.u}$ (ongedraineerd) naar $E_{50.ref}$ (gedraineerd) is uitgevoerd door de glijdingsmodulus $G = \frac{E}{2 \cdot (1-v)}$ gelijk te stellen onder ongedraineerde en gedraineerde omstandigheden.

$$E_{50} = \frac{2(1+v_{ur})}{2(1+v_{u})} E_{50}^{u}, \quad E_{50}^{ref} = E_{50} \left(\frac{p_{ref}}{\sigma'_{h}}\right)^{m}$$

waarin:

waarde E_{50} uit ongedraineerde triaxiaalproef $E_{50.u}$ dwarscontractiecoëfficiënt bij ontlasten en herbelasten v_{ur} dwarscontractiecoëfficiënt voor ongedraineerd gedrag. $v_{\mu} = 0.5$ v_u E_{50} gedraineerde waarde E_{50} macht, m = 0,9т referentiewaarde spanning, p_{ref} = 100 kPa *p*_{ref} steundruk tijdens afschuiffase triaxiaalproef σ'_h referentiewaarde E_{50} $E_{50.ref}$

De keuze voor m = 0.9 is enigszins arbitrair. Voor zand wordt meestal m = 0.5 toegepast, voor klei wordt veelal m = 1,0 tot m = 0,8 gekozen. De *PLAXIS*-handleiding (Plaxis, 2018a) geeft aan dat m = 1.0 overeenkomt met logaritmisch vervormingsgedrag. Een fit uit de beperkte proevenserie geeft als waarde voor de parameter m een waarde in de range van 0,7 tot 1,0.

In totaal zijn er drie triaxiaalproeven uitgevoerd op het materiaal Klei van Tiel. Met bovenstaande formules worden daarvoor de volgende stijfheden bepaald: $E_{50.ref}$ = 26,12, 12,88 en 18,34 MPa. Daaruit volgt een gemiddelde waarde $E_{50,gem.ref}$ = 19,11 MPa. Aan de hand van deze gemiddelde waarde is een schatting voor de $E_{ur.ref}$ en $E_{oed.ref}$ gemaakt, op basis van:

$$\begin{split} E_{ur}^{ref} &= 3E_{50}^{ref} \\ E_{oed}^{ref} &= \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}E_{50}^{ref} \end{split}$$

met v = 0,15 volgt $E_{ur.ref} = 57,3$ MPa en $E_{oed.ref} = 20,2$ MPa.

Voor de parameters m en R_f zijn de defaultwaarden aangehouden, $m = R_f = 0.9$.

Parameter	Eenheid	best fit CRS	beste fit triax
volume gewicht, γ	[kN/m ³]	14,23	14,23
E _{50.ref}	[kPa]	2 500	19 113
E _{oed.ref}	[kPa]	1 350	20 182
E _{ur.ref}	[kPa]	13 000	57 340
m	[-]	0,9	0,9
R_{f}	[-]	0,9	0,9
K_0	[-]	0,55	0,44
<i>v_{ur}</i>	[-]	0,15	0,15
С'	[kPa]	0	0
φ'	[°]	26	34
ψ	[°]	0	0

70

Tabel D.10Resultaat fitten CRS proef 49A en triaxiaalproef 35A













Figuur D.9 en Figuur D.10 laten zien dat zowel de CRS-proef als de triaxiaalproef met een bepaalde parameterkeuze goed benaderd kunnen worden. Echter, de hiervoor benodigde parameters verschillen sterk. Voor een goede simulatie van de triaxiaalcompressieproeven dienen de stijfheden, E_{50, ref}, E_{oed, ref} en $E_{ur,ref}$ vier tot acht maal hoger te worden gekozen dan de stijfheden waarmee de K_0 -CRS-proef goed wordt gesimuleerd. Het is vooralsnog niet goed mogelijk gebleken om met één parameterset zowel K_0 -CRS-proef als de triaxiaalcompressieproef te kunnen benaderen. Met name de Eoedref heeft een grote invloed op het fitten van de CRS-proef. Een relatief kleine verhoging in Eoedref leidt tot aanzienlijk hogere spanningen. Als gevolg van de door PLAXIS gehanteerde toelaatbare bandbreedte in de verhouding van parameters is het niet mogelijk een lage waarde voor Eoedref te combineren met hoge waarden voor E_{ur.ref} en E_{50.ref} al zou dat een goede simulatie van zowel de CRS- als de triaxiaalproef met één parameterset mogelijk kunnen maken.

In de stabiliteitsanalyse van dijken ligt de nadruk vooral op de sterkteberekening en minder op het correct voorspellen van de verplaatsingen. Daarom zijn in het vervolg de parameters alleen bepaald voor de triaxiaalcompressieproeven en zijn de resultaten niet meer vergeleken met de K_0 -CRS-proeven. Dit heeft tot gevolg dat de parameters niet kunnen worden gebruikt voor het bepalen van de zettingen in het ontwerp van de dijkversterking.

Tabel D.11 en Tabel D.12 tonen de resultaten van de parameterbepaling voor de verwachtingswaarde van de Hardening Soil-parameters. Met betrekking tot het fitten van de proefdata met het Hardening Soil-model gelden de volgende opmerkingen.

- De verhouding $E_{oed.ref}$ / $E_{50.ref}$ ligt in de orde van 0,3 à 1,0. Het spanningspad in ongedraineerde berekeningen wordt vooral door deze verhouding bepaald. Uit ervaring blijkt overigens dat een verhouding kleiner dan 0,5 door het model vaak niet wordt toegestaan.
- De verhouding tussen $E_{urref}/E_{50,ref}$ heeft net als de waarde voor K_0 invloed op de kromming van het spanningspad.
- Een verlaging van E_{ur.ref} / E_{50.ref} leidt tot een steiler verloop van het spanningspad.
 Het verlagen van de K₀^{NC}-waarde heeft hetzelfde effect.
- De verhouding $E_{ur.ref} / E_{50.ref}$ ligt in de orde van 2 < $E_{ur.ref} / E_{50.ref}$ < 10.
- De range in $v_{\mu r}$ ligt in de orde van 0.15 à 0.25.

Tabel D.11 Re	sultaat parameterbep?	aling Hardenin	g Soil-model,	verwachtingswaarden	stijfheidsparameters
---------------	-----------------------	----------------	---------------	---------------------	----------------------

Grondsoort	γ [kN/m ³]	E _{50.ref} [kPa]	<i>E_{ur.ref}</i> [kPa]	E _{oed.ref} [kPa]	m [-]	v _{ur} [-]	
Dijksmateriaal	18.45	18252	54757	20280	0.9	0.2	
Klei van Tiel	14.23	19000	75000	19000	0.9	0.15	
Hollandveen	10.35	6990	21000	7380	0.9	0.20	
Klei van Gorkum licht (humeus)	11.86	10000	50000	10000	0.9	0.20	
Klei van Gorkum	13.88	8000	80000	8000	0.9	0.20	
Klei van Gorkum zwaar	15.44	20000	100000	20000	0.9	0.15	
Basisveen	10.86	idem Hollandveen (4)					

Grondsoort	<i>c</i> ' [kN/m²]	φ΄ [°]	ψ [°]	ν [-]	nr
Dijksmateriaal	5	35	0	0,40	OB
Klei van Tiel	0	25	0	0,65	12
Hollandveen	0	50	0	0,34	4
Klei van Gorkum licht (humeus)	0	44	0	0,40	15
Klei van Gorkum	0	45	0	0,30	16
Klei van Gorkum zwaar	5	35	0	0,40	17
Basisveen	idem Holland		9		

Tabel D.12 Resultaat parameterbepaling Hardening Soil model, verwachtingswaarden sterkteparameters

D.6.3 Karakteristieke waarden

Voor de stijfheidsparameters $E_{50.ref}$, $E_{oed.ref}$ en $E_{ur.ref}$ zijn de karakteristieke onder- en bovengrenswaarden bepaald. Hierbij is gebruikgemaakt van de spreiding in $E_{50.ref}$. Voor de grondlagen Hollandveen en Gorkum licht zijn er voldoende proeven beschikbaar om aan de hand van de proefdata de standaardafwijking te bepalen. Voor de andere lagen zijn er circa drie proeven per laag beschikbaar. Voor deze lagen is gebruikgemaakt van een vaste variatiecoëfficiënt, VC($E_{50,ref}$)= 0,2. In de analyse zijn de proeven 55B en 40E als afwijkend beschouwd en niet in de analyse meegenomen.

In de bepaling van de standaardafwijking van $E_{50.ref}$ speelt de vertaling van de individuele proefresultaat $E_{50.u}$ naar de gedraineerde waarde bij een referentiespanning een belangrijke rol. Dit geldt vooral voor de parameter m, bij proeven die bij een lage consolidatiespanning zijn uitgevoerd, bij een referentiespanning van 100 kPa. Dit is geïllustreerd in de onderstaande tabel voor de grondsoort Klei van Tiel.

Proef	<i>Е_{50.и}</i> [МРа]	m = 0,9 E _{50.ref} [MPa]	<i>m</i> = 0,8 <i>E_{50.ref}</i> [MPa]	<i>m</i> = 0,7 <i>E_{50.ref}</i> [MPa]	<i>m</i> = 0,6 <i>E_{50.ref}</i> [MPa]
35A	5,93	18,34	16,18	14,27	12,59
35B	1,44	26,12	18,93	13,72	9,94
36A	11,60	12,88	12,73	12,59	12,44
$VC(E_{50,ref})$		0,35	0,19	0,06	0,13

Tabel D.13 Invloed parameter m op VC(E_{50}	rof
--	-----

Tabel D.13 toont de invloed van de parameter m op de referentiestijfheid $E_{50.ref}$. Er worden duidelijke verschillen gevonden in de variatiecoëfficiënt, waarbij de kleinste waarde wordt gevonden bij m = 0,7. Hieruit wordt geconcludeerd dat m = 0,7 het gedrag van de grondsoort Klei van Tiel beter beschrijft dan de defaultwaarde m = 0,9.

Opgemerkt wordt dat dit voor andere grondsoorten minder speelt. Voor de andere klei,- en veensoorten geldt dat VC($E_{50,ref}$) toeneemt indien voor m waarden lager dan 0,9 worden gekozen. Voor deze grondlagen geldt dat m = 0,9 het stijfheidsgedrag goed weergeeft.



Omdat de grondsoort Klei van Tiel slechts als een dunne toplaag in het beschouwde dwarsprofiel voorkomt en tijdens de proef grotendeels is weggegraven, is voor deze laag de waarde van m niet geoptimaliseerd, en is ook hier de defaultwaarde m = 0,9 toegepast.

Voor het dijksmateriaal wordt een grote spreiding gevonden in $E_{50,ref}$. Bij de bepaling van VC($E_{50,ref}$) zijn proeven bij lage spanning buiten beschouwing gelaten vanwege afwijkende resultaten. Het gaat om 3 van in totaal 19 proeven. De resulterende laag- en hoogkarakteristieke waarde zijn gegeven in Tabel D.14.

Grondsoort	$VC(E_{50,ref})$	laag karakteristieke waarden			hoog karakteristieke waarden			
		<i>E_{50.ref}</i> [kPa]	<i>E_{ur.ref}</i> [kPa]	E _{oed.ref} [kPa]	<i>E_{50.ref}</i> [kPa]	<i>E_{ur.ref}</i> [kPa]	E _{oed.ref} [kPa]	
Dijksmateriaal	0,37	7 191	21 574	7 990	29 313	87 940	32 570	
Klei van Tiel	0,20	15 869	62 640	15 869	22 131	87 360	22 131	
Hollandveen	0,29	5 319	15 979	5 615	8 661	26 021	9 145	
Klei van Gorkum licht	0,18	8 490	42 452	8 490	11 510	57 548	11 510	
Klei van Gorkum	0,20	6 682	66 816	6 682	9 318	93 184	9 318	
Klei van Gorkum zwaar	0,20	16 704	83 520	16 704	23 296	116 480	23 296	
Basisveen	idem Hollandveen (4)							

Tabel D.14	Karakteristieke laag en	hoge waarde van	de stijfheidsparame	ters voor het HS-model
------------	-------------------------	-----------------	---------------------	------------------------

Tabel D.15 geeft de karakteristieke waarden voor de sterkte-eigenschappen. Deze zijn op dezelfde wijze bepaald als voor het SSC-model. Opgemerkt wordt dat voor het HS-model de uit de fit gevonden verwachtingswaarde van ϕ ' voor de grondlaag Klei van Tiel afwijkt van de waarde die voor het SSC-model is gevonden.

Tabel D.15Karakteristieke waarde voor de sterkte-eigenschappen

Grondsoort	<i>c'_{kar}</i> [kN/m²]	φ' <i>kar</i> [°]
Dijksmateriaal	4,18	29,23
Klei van Tiel	0	29,23
Hollandveen	0	41,76
Klei van Gorkum licht (humeus)	0	36,75
Klei van Gorkum	0	37,58
Klei van Gorkum zwaar	4,18	29,23

D.7 Parameters SHANSEP NGI-ADP-model

D.7.1 Verwachtingswaarden

Het SHANSEP NGI-ADP-model is nieuw. Het model maakt gebruik van een aantal parameters waarmee voor de Nederlandse praktijk tot nu toe nog weinig ervaring is opgedaan. Conform de parameterbe-

paling voor het SSC- en HS-model is eerst een schatting gemaakt van de verwachtingswaarde van de verschillende parameters. Deze waarden zijn vervolgens geoptimaliseerd met behulp van het fitten van proefresultaten in *PLAXIS* Soiltest-module. In § 2.2.2.2 staat dat in de reguliere ontwerppraktijk geen gebruik wordt gemaakt van de mogelijkheid onderscheid te maken naar het materiaalgedrag in de actieve, passieve en tussengelegen simple shear-zone. Omdat de voorbeeldcase Bergambacht ook gebruikt wordt om de uitgevoerde veldproef na te rekenen, zijn voor deze case de sterkte- en stijfheidsparameters voor de drie zones bepaald. Bij de parameterbepaling zijn de triaxiaalompressieproeven en de DSS-proeven gebruikt. Triaxiaalextensieproeven zijn niet beschikbaar. Bij de parameterbepaling worden de volgende opmerkingen gemaakt.

- De in te voeren verhouding tussen schuifstijfheid en actieve schuifsterkte $(G/s_{u,A})$ is bepaald uit triaxiaalcompressieproeven. Opgemerkt wordt dat de glijdingsmodulus G hier betrekking heeft op het ontlast-herbelastgedrag, G_{ur} . De waarde voor G_{ur} is bepaald uit E_{ur} per proef; $G_{ur} = E_{ur}/[2(1 + v)]$. Vervolgens is per proef de verhouding G/s_u bepaald. De gemiddelde waarde van de verhouding is gebruikt als de startwaarde voor de fitprocedure. Opgemerkt wordt dat het model geen invoer verwacht uit $G/s_{u,DSS}$ die volgt uit DSS-proeven.
- De sterkteproeven zijn uitgevoerd bij verschillende spanningen. Om de resultaten onderling te kunnen vergelijken, is voor normaal geconsolideerde proeven, per proef de *S*-ratio bepaald door de ongedraineerde schuifsterkte s_u te delen door de initiële spanningen bij de start van de afschuiffase. De verhouding tussen de actieve, neutrale en passieve schuifsterkteratio (S_A , S_{DSS} , S_P) wordt gelijk verondersteld aan de in te voeren verhoudingen tussen passieve en actieve schuifsterkte ($s_{u.P}/s_{u.A}$) en tussen neutrale en actieve schuifsterkte ($s_{u.DSS}/s_{u.A}$).
- De waarde voor de dwarscontractiecoëfficiënt v ligt in de range van 0,1 tot 0,3. De invloed van de dwarscontractiecoëfficiënt op het berekeningsresultaat is beperkt. In het rekenvoorbeeld is v per grondsoort gelijk genomen aan de waarde die is toegepast voor het HS-model. Voor de ongedraineerde dwarscontractiecoëfficiënt v_u is de defaultwaarde 0,495 toegepast.
- De waarden voor de schuifrekken waarbij de maximale ongedraineerde sterkte wordt bereikt voor triaxiaalcompressie (γ_{f.C}) en voor direct shear (γ_{f.DSS}), zijn bepaald door middel van het fitten op proefdata. Vervolgens is de schuifrek waarbij de maximale ongedraineerde sterkte wordt bereikt voor triaxiaalextensie (γ_{f.E}) bepaald door het verschil tussen γ_{f.E} en γ_{f.DSS} gelijk te laten zijn aan het verschil tussen γ_{f.ESS} en γ_{f.C}. Figuur D.11 geeft de schetsmatige weergave van het schuifspanning, τ schuifrek, γ verloop. Opgemerkt wordt dat in de triaxiaalproef in plaats van de schuifrek, de axiale rek, ε_a, wordt gemeten. Voor triaxiaalcondities wordt de schuifrek bepaald uit γ = 3/2 ε_a.







- Voor de SHANSEP-parameter m is 0,8 aangehouden voor alle grondlagen. De waarde voor de SHAN-SEP-parameter α is gelijk aan de eerder genoemde S_A
- Invoer van de ongedraineerde sterkte $s_{u.A.ref}$ en increment $s_{u.A.inc}$ op referentiediepte vertref is niet van belang, omdat het NGI-ADP-model hier wordt gebruikt in combinatie met het SHANSEP-model. Het SHANSEP-model zorgt bij elke activatie zelf voor de bepaling van de ongedraineerde sterkte in elk punt, aan de hand van het voor de activatie heersende effectieve spanningsverdeling in de ondergrond.

Tabel D.16 Verwachtingswaarden parameters SHANSEP NGI-ADP-model

Grondsoort	γ [kN/m³]	G/s _{u.A} [-]	γ _{fc} [%]	γ _{f.DSS} [%]	Ϋ <i>f.E</i> [%]	^S u.A.ref [kN/m ²]
Dijksmateriaal	18,45	298,8	8	10	12	-
Klei van Tiel	14,23	68,5	8	10	12	-
Hollandveen	10,35	40,9	10	12	14	-
Klei van Gorkum licht (humeus)	11,86	51,3	8	10	12	-
Klei van Gorkum	13,88	115,4	5	9	13	-
Klei van Gorkum zwaar	15,44	221,4	4	8	12	-
Basisveen	10,86	idem Holla	ndveen (4)			

Grondsoort	vertref [m]	<i>s_{u.A.inc}</i> [kN/m²/m]	s _{u.P} /s _{u.A} [-]	τ ₀ /s _{u.A} [-]	s _{u.DSS} /s _{u.A} [-]	v [-]	v _u [-]
Dijksmateriaal	-	0	0,33a	0,5	0,66b	0,2	0,495
Klei van Tiel	-	0	0,45a	0,5	0,73b	0,15	0,495
Hollandveen	-	0	0,79	0,5	0,89	0,2	0,495
Klei van Gorkum licht (humeus)	-	0	0,69	0,6	0,83	0,2	0,495
Klei van Gorkum	-	0	0,67	0,7	0,82	0,2	0,495
Klei van Gorkum zwaar	-	0	0,30	0,7	0,55	0,15	0,495
Basisveen	idem Ho	llandveen (4)					

Grondsoort	α	m	s _{u.min} [kN/m²]	OCR _{min} [-]	POP _{min} [-]	nr
Dijksmateriaal	0.22	0,8	5	1	1	OB
Klei van Tiel	0,27	0,8	5	1	1	12
Hollandveen	0,36	0,8	5	1	1	4
Klei van Gorkum licht (humeus)	0,33	0,8	5	1	1	15
Klei van Gorkum	0,32	0,8	5	1	1	16
Klei van Gorkum zwaar	0,31	0,8	5	1	1	17
Basisveen	idem Holla	ndveen (4)				9
D.7.2 Karakteristieke waarden

Voor de bepaling van de karakteristieke waarden is uitgegaan van formule A.1. Voor de waarden van a en *m* is uitgegaan van de in 2010 bepaalde variatiecoëfficiënten. Voor de DSS- en extensiewaarden van de ongedraineerde schuifsterkte, $s_{u.DSS}$ en $s_{u.E'}$ is uitgegaan van vaste verhoudingen tussen deze parameters. De verhoudingen zijn gelijk genomen aan de verhouding die is gevonden voor de verwachtingswaarden van deze parameters. Voor het bepalen van de karakteristieke waarden voor $\gamma_{f.A}$, $\gamma_{f.DSS'}$, $\gamma_{f.E}$ is uitgegaan van een vaste variatiecoëfficiënt VC = 0,2. Opgemerkt wordt dat voor de parameters $\gamma_{f.A}$, $\gamma_{f.DSS'}$, $\gamma_{f.E}$ geldt dat een lage waarde stijf gedrag beschrijft en een hoge waarde slap gedrag. Voor de berekening met de laag karakteristieke waarden voor de stijfheden dienen de hoog karakteristieke waarden voor de parameters $\gamma_{f.A'}$, $\gamma_{f.DSS'}$, $\gamma_{f.E}$ te worden toegepast.

Tabel D.17Karakteristieke 5% onderschrijdingswaarde van de sterkte- en stijfheidseigenschappen voor het SHANSEP NGI-
ADP-model

Grondsoort	α	m	G/s _{u.A} [-]	γ _{fc} [%]	γ _{fDSS} [%]	γ _{fE} [%]
Dijksmateriaal	0,25	0,76	193,29	5,92	7,40	8,88
Klei van Tiel	0,18	0,76	25,75	6,26	7,83	9,40
Hollandveen	0,29	0,76	24,00	7,93	9,51	11,10
Klei van Gorkum licht (humeus)	0,25	0,76	26,13	6,34	7,93	9,51
Klei van Gorkum zwaar	0,23	0,76	107,95	3,07	6,14	9,22
Klei van Gorkum	0,20	0,76	50,78	3,84	6,91	9,98
Basisveen	idem Hollandveen (4)					

Tabel D.18 Karakteristieke 5% overschrijdingswaarde van de stijfheidseigenschappen voor het SHANSEP NGI-ADP-model

Grondsoort	G/s _{u.A} [-]	γ _{fc} [%]	Y _{fDSS} [%]	γ _{fE} [%]
Dijksmateriaal	404,39	10,08	12,60	15,12
Klei van Tiel	111,25	9,74	12,17	14,60
Hollandveen	57,80	12,07	14,49	16,90
Klei van Gorkum licht (humeus)	76,47	9,66	12,07	14,49
Klei van Gorkum zwaar	334,85	4,93	9,86	14,78
Klei van Gorkum	180,02	6,16	11,09	16,02
Basisveen	idem Holla	ndveen		

D.8 Sterkteparameters zandlagen

In de geometrie komen twee zandlagen voor, een siltige en een pleistocene. Op monsters uit deze lagen zijn geen laboratoriumproeven uitgevoerd. De sterkte van het dijklichaam tijdens de proef wordt bepaald door de opdrijfcondities. Daarvoor geldt dat de verticale effectieve sterkte en daarmee ook de sterkte op de grenslaag tussen de pleistocene zandlaag en de bovengelegen holocene lagen, 0 nadert. Hierdoor zullen de sterkte en stijfheid van de ondergelegen pleistocene zandlaag geen invloed hebben



op de berekende stabiliteit. De siltige zandlaag is relatief dun en levert daarom een beperkte bijdrage aan de sterkte langs het potentiële glijvlak. Voor het berekenen van stabiliteit van het dijklichaam tijdens proefcondities, dus zonder de aanwezigheid van constructies, zal de invloed van de zandlagen gering zijn. Voor het ontwerp van een damwand spelen de eigenschappen van de pleistocene zandlaag wel een belangrijke rol.

Vanwege het ontbreken van proefresultaten zijn de eigenschappen van de zandlagen geschat op basis van 'engineering judgement'. Conform § 3.2.1 wordt het gedrag van de zandlagen gemodelleerd met het Hardening Soil-model. Op basis van ervaring is de hoek van inwendige wrijving voor critical state-condities geschat op $\varphi'_{cs} = 32,5^{\circ}$ voor de pleistocene zandlaag en als gevolg van het siltige bijmengsel op een iets lagere waarde voor de laag zand siltig: $\varphi'_{cs} = 30^{\circ}$. Voor critical state-condities geldt c' = 0 kN/m². Echter, om numerieke instabiliteit te voorkomen, is gekozen c' = 0,1 kN/m².

De waarden voor $E_{50.ref}$, $E_{ur:ref}$ en $E_{oed.ref}$ zijn geschat op basis van de relatieve dichtheid, conform Brinkgreve, Engin, & Engin, 2010:

$E_{50}^{ref} = 60 \frac{RD}{100}$	
$E_{oed}^{ref} = 60 \frac{RD}{100}$	(D.3)
$E_{ur}^{ref} = 180 \frac{RD}{100}$	

waarin RD de relatieve dichtheid weergeeft in procenten (%). De waarde voor RD is geschat uit de sonderingen op basis van 'engineering judgement'. Voor de pleistocene zandlaag is geschat RD = 0,6, en voor de siltige zandlaag RD = 0,17. Voor de parameter m is defaultwaarde voor zand genomen, m = 0,5. De waarde voor K_0^{NC} volgt uit $K_0^{NC} = 1 - sin(\varphi')$. De resultaten zijn samengevat in Tabel D.19.

Grondsoort	<i>E_{50.ref}</i> [MN/m ²]	E _{oed.ref} [MN/m ²]	$E_{ur.ref}$ [MN/m²]	m [%]	c' _{kar} [kN/m²]	φ' _{kar} [kN/m²]	К ₀ ^{NC} [-]
Zand siltig	10	10	30	0,5	0,1	30,0	0,500
Pleistoceen zand	35	35	100	0,5	0,1	32,5	0,463

Tabel D.19	Sterkte- en stijfheidsparameters	voor het Hardening Soil-model ten	behoeve van het modelleren van zandlagen
	· · ·		

D.9 Grensspanningsveld

D.9.1 Methodiek voor bepaling van verwachtingswaarden

Voor de bepaling van grensspanningen uit netto sondeerweerstanden is de correlatiefactor N_{kt} nodig. Een rechtstreekse kalibratie van de N_{kt} -waarde op ongedraineerde sterkteproeven is echter niet mogelijk, omdat deze noch in 2000/2001 noch in 2010 bij de terreinspanning zijn uitgevoerd. Om toch tot een grensspanningsveld te komen, is een werkwijze gevolgd die afwijkt van de werkwijze die wordt beschreven in POV Macrostabiliteit(2017k). De gevolgde werkwijze wordt hieronder toegelicht. In 2010 zijn wel samendrukkingsproeven uitgevoerd. De monsters waarop deze proeven zijn uitgevoerd komen uit twee boringen in het achterland. Op korte afstand van de boringen zijn sonderingen uitgevoerd. Deze boringen en sonderingen liggen buiten het rekenprofiel. In het rekenprofiel zijn in totaal zes sonderingen uit het onderzoek van 2000/2001 beschikbaar. Deze zijn gebruikt bij de ondergrondschematisering. Het betreft sonderingen door zowel de kruin, als door talud, teen en achterland. De verwachtingswaarde voor de N_{kt} is nu zodanig bepaald dat de verwachtingswaarde voor de OCR die volgt uit de laboratoriumproeven, overeenkomt met de verwachtingswaarde van de OCR uit de sonderingen. Vervolgens is deze N_{kt} -waarde toegepast op de sonderingen uit 2000/2001. Hierbij wordt opgemerkt dat zowel de sonderingen uit de periode 2000/2001 als de sonderingen uit 2010 door respectievelijk GeoDelft en Deltares zijn uitgevoerd met dezelfde type conus, CKR-10/1. De bepaling van de OCR uit de sonderingen is uitgevoerd aan de hand van de formules beschreven in § 3.3. Hierbij is gebruikgemaakt van de S-ratios per grondlaag die zijn bepaald voor de parameters voor het SHANSEP-model en m = 0,8. De effectieve terreinspanning is bepaald aan de hand van de verwachtingswaarden van de volumegewichten, zie Tabel D.2.

Figuur D.12 geeft het resultaat van de fit voor $N_{kt}t = 16$. Hierbij wordt opgemerkt dat de fit beter past bij sondering 7 dan bij sondering 6. Aandachtspunt bij het fitten is de relatief grote invloed van kleine variaties in volumieke gewichten en aangenomen grondwaterspanning.



Figuur D.12 Schematisering POP aan de hand van sondering 6 en 7 uit 2010 voor N_{kt} = 16

Vervolgens zijn aan de hand van de sonderingen 3, 4, 5, 6, 8 en 9 uit het onderzoek van 2000/2001 in combinatie met N_{kt} = 16, de S-ratios per grondlaag, zoals bepaald voor de parameters voor het SHAN-SEP-model en m = 0,8, de *POP*-waarden in het dwarsprofiel bepaald.







Figuur D.13 Schematisering POP t.b.v. de case Bergambacht

Figuur D.13 toont de schematisering van de *POP* aan de hand van de sonderingen. Bij sondering 3 en 4 is voorgegraven. Het gewicht van het voorgegraven deel is meegenomen in de analyse. Figuur D.13 toont echter alleen de resultaten van startdiepte van de sondering. In de sonderingen van 2000/2001 zijn geen waterspanningen gemeten. Aangenomen is dat de correctie voor de waterspanning gering is en daarom geen significante bijdrage levert. Immers, de gemeten waterspanning tijdens het sonderen, is, voor de situaties rondom dijken, een orde kleiner dan de gemeten sondeerweerstand.

Bij het analyseren van de sonderingen bleek dat kleine variaties grote gevolgen hebben voor de uiteindelijke berekende grensspanning. Dit geldt vooral voor variaties die betrekking hebben op de berekening van de verticale effectieve spanning in het terrein, zoals het gewicht van het materiaal dat is weggegraven tijdens het voorgraven, het grondwaterspanningverloop en de spanningsspreiding. De gebruikte volumegewichten zijn gebaseerd op de waarden uit Tabel D.2. Dit zijn dezelfde waarden die zijn toegepast in de berekeningen voor de case Bergambacht. Bij de analyse van sondering 6 en 7 uit het veldonderzoek 2010, Figuur D.12, bleek dat het gebruik van de volumegewichten uit Tabel D.2 of de volumegewichten zoals die zijn gevonden in de boringen, zouden leiden tot een andere optimale N_{kt} -waarde. Omdat in de berekeningen de waarden uit Tabel D.2 zijn gebruikt, zijn deze ook in de analyse gebruikt. Hiermee passen de analyseresultaten bij het effectieve spanningsveld dat in de berekeningen wordt toegepast.

Voor de sonderingen 3, 4, 5 en 6 is de invloed van spanningsspreiding in rekening gebracht. Dit is gedaan door de verticale spanningen onder dagelijkse omstandigheden uit de *PLAXIS*-schematisering te halen en te gebruiken bij de uitwerking van de sonderingen.

Vooral voor het dijksmateriaal en in de topkleilaag uit de sonderingen 8 en 9 wordt via de toegepaste methode een zeer hoge *POP*-waarde gevonden. Deze waarde lijkt extreem. De karakteristieke waarde ten behoeve van het rekenvoorbeeld is daarom lager gekozen, zoals hierna zal worden beschreven.

D.9.2 Methodiek voor bepaling karakteristieke POP-waarden

Volgens Bijlage C.10 zou de karakteristieke waarde van de ongedraineerde sterkte uit de sondeerweerstand moeten worden bepaald door rekening te houden met het systematische deel van de transformatieonzekerheid in de correlatie tussen de ongedraineerde sterkte en de netto sondeerweerstand. In praktijk betekent dat het toepassen van een N_{kt} -waarde die indicatief ruim 30% groter is dan de verwachtingswaarde. Vervolgens zou uit de ongedraineerde sterkte een karakteristieke waarde van de grensspanning moeten worden teruggerekend, met hulp van de karakteristieke waarde van de SHANSEP-parameters S en m. Uit deze karakteristieke grensspanningswaarde zou ten slotte weer de karakteristieke waarde van de POP bij dagelijkse omstandigheden teruggerekend moeten worden. Langs deze weg zal in de berekening onder dagelijkse omstandigheden de karakteristieke waarde voor de ongedraineerde sterkte worden teruggevonden zoals eerder ook rechtstreeks was bepaald uit de sondeerweerstand.

Voor de case Bergambacht zijn alleen sonderingen ter plaatse van de proef beschikbaar. Hierdoor kan de variatie in lengterichting, en daarmee het systematisch deel van de variatie, lastig worden vastgesteld. In deze bijlage zijn de karakteristieke *POP*-waarden daarom afwijkend geschat. De afwijkende bepaling heeft plaatsgevonden door het combineren van de uit sonderingen gevonden verwachtingswaarde met de variatiecoëfficiënt *VCPOP*, zoals gegeven in tabel 3.6 van Deltaresrapport 1202121-003-GEO-0018 (Deltares, 2010).

Waar de resulterende karakteristieke *POP*-waarden onrealistisch hoog leken is een lagere waarde toegepast. Deze waarde is gelijk aan de default verwachtingswaarde die is gegeven in de SHM.



D.9.3 Resulterend overzicht

Tabel D.20 tot en met Tabel D.22 geven de resultaten van de analyse van de sonderingen. De verwachtingswaarden komen overeen met de groene lijnen in Figuur D.13. De aangepaste lagere karakteristieke *POP*-waarden zijn aangegeven met a.

Sondering 3, kruin				Sondering 4, talud			
Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP</i> [kPa]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]	Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP</i> [kPa]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]
Dijksmateriaal,	5,19	n.v.t.	n.v.t.	Dijksmateriaal,	4,92	n.v.t.	n.v.t.
zandig	3,4	n.v.t.	n.v.t.	zandig	3,6	n.v.t.	n.v.t.
Dijksmateriaal, klei	3,4	75	30a	Dijksmateriaal, klei	3,6	150	30a
	-5,7	75	30a		-5,9	70	30a
Hollandveen	-5,7	10	8,00	Hollandveen	-5,9	70	11a
	-9,8	10	8,00		-10,3	50	11a
Klei siltig	-9,8	150	17,52b	Klei siltig	-10,3	10	5,84
	-10,5	150	17,52b		-12,4	60	25a
Klei siltig	-10,5	30	17,52	Basisveen	-12,4	25	20,01
	-11,9	30	17,52		-12,9	25	20,01
Basisveen	-11,9	10	8,00				
	-12,2	10	8,00				

Tabel D.20 Schematisering POP op basis van sondering 3 en 4, a = bepaald aan de hand van de SHM

Tabel D.21 Schematisering POP op basis van sondering 5 en 6, a = bepaald aan de hand van de SHM

Sondering 5, teen				Sondering 6, achterland				
Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP</i> [kPa]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]	Grondsoort	diepte [m NAP]	POP [kPa]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]	
Dijksmateriaal	3,03	125	30a	Dijksmateriaal	0,13	125	30a	
	-2	125	30a		-3,7	50	22,89	
Dijksmateriaal	-2	50	22,89	Hollandveen	-3,7	10	8,00	
	-5,1	50	50 22,89		-9,6	10	8,00	
Hollandveen	-5,1	10	8,00	Klei van Gorkum	-9,6	15	8,76	
	-8	10	8,00	zwaar	-11,8	15	8,76	
Klei van Gorkum	-8	50	25a	Basisveen	-11,8	10	8,00	
licht	-9,9	50	25a		-12,4	10	8,00	
Klei van Gorkum	-9,9	30	17,52					
zwaar	-12,1	30	17,52					
Basisveen	-12,1	25	20,01					
	-12,7	25	20,01					

Sondering 8, achterland				Sondering 9, achterland			
Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP</i> [kPa]	POP _{kar} [kPa]	Grondsoort	diepte [m NAP]	<i>POP</i> [kPa]	<i>POP_{kar}</i> [kPa]
Klei van Tiel	-0,05	200	27a	Klei van Tiel	1,17	150	30a
	-0,4	100	27a		-0,9	150	30a
Klei van Gorkum	-0,4	75	27a	Zand	-0,9	n.v.t.	n.v.t.
licht	-4,1	75	27a		-5,3	n.v.t.	n.v.t.
Hollandveen	-4,1	20	11a	Hollandveen	-5,3	30	11a
	-6,5	20	11a		-8,3	10	8,00
Klei van Gorkum	-6,5	20	15,54	Klei van Gorkum	-8,3	10	7,77
	-8,4	20	15,54		-8,6	10	7,77
Klei van Gorkum	-8,4	10	6,84	Klei van Gorkum	-8,6	10	6,84
licht	-9,2	10	6,84	licht	-9,6	25	17,10
Klei van Gorkum	-9,2	50	29,20	Klei van Gorkum	-9,6	25	14,60
zwaar	-10,2	50	29,20	zwaar	-10,5	50	29,20
Zand	-10,2	n.v.t.	n.v.t.	Zand	-10,5	n.v.t.	n.v.t.
	-12,4	n.v.t.	n.v.t.		-11,6	n.v.t.	n.v.t.
Basisveen	-12,4	25	20,01	Klei van Gorkum	-11,6	5	2,92
	-12,9	25	20,01	zwaar	-12,4	5	2,92
				Basisveen	-12,4	5	4,00
					-13	5	4,00

Tabel D.22Schematisering POP op basis van sondering 8 en 9, a = bepaald aan de hand van de SHM



E Postdictie Bergambacht

E.1 Inleiding

Een postdictie is een berekening waarbij in de schematisering gebruik wordt gemaakt van 'best guesses', waarna de voorspelde vervormingen en moment van bewijken worden vergeleken met de waarnemingen. Doel van de hierna gepresenteerde postdictie voor de case Bergambacht is nagaan of met de voor het ontwerp gehanteerde modellen en rekengang een resultaat wordt gevonden dat in combinatie met best guesses voor de schematisering voldoende met de werkelijkheid vergelijkbaar is.

E.2 Schematisering

E.2.1 Geometrie

Voor de postdictie is gebruikgemaakt van de werkelijke geometrie ten tijde van de proef. Deze is weergegeven in Figuur E.1. Om opdrijven en diep afschuiven van dijk en achterland op te wekken was het noodzakelijk het maaiveld achter de dijk te verlagen (GeoDelft, 2002). Het maaiveld is verlaagd tot NAP- 1,8 m, in onderstaande figuur weergegeven met de rode lijn. Uit het rapport van GeoDelft volgt ook dat tijdens het afgraven scheurvorming optrad in het asfalt op de kruin van de proefdijk. Omdat de scheur zich langzaam uitbreidde en gevreesd werd voor een ondiep binnenwaarts glijvlak, is toen besloten om tegen de binnenteen van de dijk een ca. 5 m brede berm te handhaven, zoals omcirkeld in onderstaande figuur.





E.2.2 Bodemopbouw

De bodemopbouw is grotendeels gelijk aan die uit de algemene ontwerpuitgangspunten (hoofdstuk 4). Voor de voorbeeldberekeningen zijn een aantal vereenvoudigingen toegepast; dit is voor de postdictie niet gedaan. Belangrijkste verschil met de voorbeeldberekeningen is het zand in de kruin, boven ca. NAP+ 3,5 m. Dit zand is meegenomen in de postdictie, terwijl op deze locatie in de voorbeelden klei als dijksmateriaal was aangehouden. De toegepaste bodemopbouw is weergegeven in Figuur E.2.



Figuur E.2 Bodemopbouw postdictie

E.3 Waterspanningen

Voor de initiële K_0 -fase en daaropvolgende nill step is uitgegaan van de 'dagelijkse omstandigheden' zoals beschreven in § 4.10. Dit omdat dit het uitgangspunt was voor het bepalen van het grensspanningsveld en daarmee de *POP*-waarden per sondering en per laag.

Tijdens het uitvoeren van de bezwijkproef is op diverse locaties en dieptes de waterspanning gemeten, zie Figuur E.3. In de westraai is alleen de waterspanning in de pleistocene zandlaag gemeten. In de hoofden oostraai zijn ook de waterspanningen in het holocene pakket en in de dijkkern gemeten.



Figuur E.3 Bovenaanzicht proefvak met meetinstrumentarium (GeoDelft, 2002)

De gemeten waterspanningen in de drie raaien zijn vertaald naar vier PL-lijnen voor de modellering in *PLAXIS*, zie Tabel E.1. In Figuur E.4 is de modellering in *PLAXIS* gevisualiseerd. PL-A is de freatische lijn in de dijk. PL-B is opgegeven als 'head' met een 'groundwater flow boundary'. Daarboven en daaronder zijn de waterspanningen geïnterpoleerd. In het achterland zijn de eerste meters van de ondergrond hydrostatisch, waar PL-C aan is toegekend. Daaronder verloopt de waterspanning lineair naar de pleistocene



zandlaag, waar PL-D is opgelegd. PL-D1 is de stijghoogte in de pleistocene zandlaag voorafgaand aan het aanzetten van de infiltratieputten, dus een dagelijkse stijghoogte. PL-D2 is de opgelegde stijghoogte met de infiltratieputten tijdens het bezwijken van de dijk.

Zoals hierboven benoemd zijn de eerste meters in het achterland hydrostatisch (PL-C). Het precieze verloop van hydrostatisch naar de stijghoogte is niet met zekerheid uit de waterspanningsmeters af te leiden. Een hydrostatisch verloop tot en met de laag Klei van Gorkum licht (tot ca. NAP- 9 m) zou ook mogelijk zijn, zie Figuur E.5. Deze situatie is ook beschouwd in *PLAXIS*.

In Figuur E.6 is de berekende stijghoogte bij bezwijken in *PLAXIS* gepresenteerd voor de twee situaties van hydrostatisch verloop.

Tabel E.1	Coördinaten PL-lijnen postdictie								
PL-A X	Y	PL-B X	Y	PL-C X	Y	PL-D1 X	Y	PL-D2 X	Y
-10,0	4,9	-10,0	-10,0	2,0	4,9	-10,0	0,25	-10,0	2,0
0,0	4,9	0,0	5,0	7,0	4,2	90,0	0,25	5,0	7,0
8,2	4,2	4,5	25,0	3,7	4,0			25,0	3,7
13,0	2,5	9,0	40,0	2,8	3,6			40,0	2,8
20,0	0,0	13,0	64,0	2,4	2,5			64,0	2,4
24,3	-1,8		90,0	2,4				90,0	2,4
25,0	-2,0								
90,0	-2,0								



Figuur E.4 Schematisering waterspanningen in PLAXIS



Figuur E.5 Schematisering waterspanningen in PLAXIS, PL-C hydrostatisch tot dieper niveau



Figuur E.6 Stijghoogte in PLAXIS relatief ondiepe (boven) en diepe (onder) hydrostatische waterstand

E.3.1 Geotechnische parameters en grensspanningsveld

Voor de postdictie is gebruikgemaakt van de verwachtingswaarden van de geotechnische parameters, zie Bijlage D. Voor alle grondlagen is de cohesie met 5 kN/m² verhoogd, om op benaderende wijze rekening te houden met de wrijving aan weerszijden van de afgeschoven dijk. Dit 3D-effect wordt niet meegenomen in een 2D-model. Door de cohesie iets te verhogen wordt voor dit effect gecompenseerd, zodat vroegtijdig falen van het model wordt voorkomen. De keuze voor 5 kPa is overigens arbitrair. On-derbouwing vanuit een kalibratie op een 3D-berekening of anderzins is niet beschikbaar.

Ook voor het grensspanningsveld is gebruikgemaakt van verwachtingswaarden van de POP, zie Bijlage D.9. Het resulterende POP-veld is weergegeven in Figuur E.7. Met name de toplagen hebben een zeer hoge POP-waarde. Deze lagen hebben een lage effectieve spanning, maar wel enige sterkte. Hierdoor moeten om uiteindelijk op de juiste schuifsterkte s_u uit te komen, soms zeer hoge POP-waarden worden toegepast. Mogelijk zou voor deze lagen ook een $s_{u;min}$ in het SHANSEP NGI-ADP afdoende zijn. Dit is niet nader onderzocht.



Figuur E.7 POP-veld in PLAXIS met verwachtingswaarden, initiële situatie

E.3.2 Elementennet

Het elementennet is op eenzelfde manier gegenereerd als in hoofdstuk 5 (medium mesh), maar met extra verfijning in de cohesieve grondlagen. In verband met grote verwachtte vervormingen en spanningscon-



centraties is gebruikgemaakt van een verfijningsfactor van 0,25 voor de slappe lagen. De kleur groen in Figuur E.8 geeft aan waar elementennetverfijning is toegepast.



Figuur E.8 Mesh-instellingen postdictie

E.3.3 Rekenfasering

De volgende rekenfasering is aangehouden.

- Initiële fase
 - Bestaande geometrie, excl. ontgraving
 - Dagelijkse waterspanningen (freatisch PL1 en stijghoogte PL3)
 - *K*₀-loading (incl. overconsolidatie)
- Nill step
- Ontgraven binnenzijde
 - Deactiveren cluster ontgraving
 - Freatische lijn achterland verlagen tot net onder ontgravingsniveau
- Verhogen freatische lijn tijdens proef
 - Modellering waterspanningen conform Bijlage E.3, met PL-A, PL-B, PL-C en PL-D1
- Verhogen stijghoogte tijdens proef
 - Stijghoogte in pleistocene zandlaag aanpassen van PL-D1 naar PL-D2
- Switch SHANSEP
- Safety

De laatste twee fasen konden in *PLAXIS* niet worden berekend. Bij het verhogen van de stijghoogte is de proefdijk bezweken. De grond reageert dan ongedraineerd, waarna de switch naar SHANSEP gemaakt moet worden. Het *PLAXIS*-model is dan echter al niet meer stabiel en de configuratie bezwijkt (zie Bijlage E.4.2). Als alternatief is voor het verhogen van de stijghoogte de switch naar SHANSEP gemaakt, waarna de stijghoogte is verhoogd tot bezwijken (Bijlage E.4.3).

E.4 Resultaten

E.4.1 Verplaatsingen na ontgraving

In de fase waarin het achterland wordt ontgraven ontstaan er veel plastische punten in het *PLAXIS*-model. Ook treden beginnende afschuifvlakken op. Dit is weergegeven in Figuur E.9. De bestaande dijk is zonder maatgevende waterstanden al redelijk instabiel. Dit effect was tijdens het ontgraven ook al geconstateerd, omdat tijdens het ontgraven scheuren in het asfalt kwamen (zie Bijlage E.2.1). Dit effect wordt dus bevestigd met de *PLAXIS*-berekening. Er zijn geen metingen van de vervormingen tijdens de ontgraving, dus de berekende kruinzakking van ca. 6 cm kan niet worden geverifieerd.



Figuur E.9 Verplaatsingen na ontgraving

E.4.2 Falen tijdens verhogen stijghoogte met Soft Soil Creep

Tijdens het verhogen van de stijghoogte faalt het *PLAXIS*-model met Soft Soil Creep-parameters. Het model met een relatief ondiepe hydrostatische waterstand komt na veel rekenstappen tussen $\sum M_{stage} = 0,30$ à 0,40 uit. Het model met de relatief diepe hydrostatische waterstand komt na veel rekenstappen uit rond $\sum M_{stage} = 0,50$ à 0,55.

De verplaatsingen na de laatste rekenstap zijn voor beide schematiseringen gepresenteerd in Figuur E.10. Deze verplaatsingen geven de vorm van het afschuifvlak weer. Bij de ondiepe hydrostatische waterstand gaat de effectieve spanning tussen de lagen Klei van Gorkum licht en Klei van Gorkum zwaar eerder naar 0. In dat geval ontstaat er op een ondieper niveau opdrijven en daarmee een ondiep afschuifvlak. Bij de diepe hydrostatische waterstand ontstaat er alleen aan de bovenzijde van de pleistocene zandlaag opdrijven, en wordt een dieper glijvlak gevonden.

In het eindrapport van de bezwijkproef (GeoDelft, 2002) wordt geconcludeerd dat er meerdere glijvlakken tegelijkertijd zijn opgetreden, gezien het grillige verloop van de hellingmeetbuizen. Dit wordt met de twee *PLAXIS*-berekeningen bevestigd; afhankelijk van hoe de waterspanningen geschematiseerd worden, worden twee verschillende glijvlakken gevonden.



Figuur E.10 Verplaatsingen na verhogen stijghoogte bij relatief ondiepe (boven) en diepe (onder) hydrostatische waterstand, representeren het maatgevende glijvlak



E.4.3 Falen tijdens verhogen stijghoogte met SHANSEP

Ook met SHANSEP-sterkteparameters faalt het *PLAXIS*-model al voordat volledige stijghoogte in het model zit. De fase rekent echter wel verder door in vergelijking met de gedraineerde SSC-parameters: $\sum M_{stage} = 0,86 \text{ en } 0,90 \text{ voor respectievelijk het model met de ondiepe en diepe hydrostatische waterstand. In deze modellen zit geen 3D-effect verwerkt in de vorm van extra cohesie (om wrijving aan weerszijden van het opgedrukte deel mee te nemen, parallel aan het model), zoals bij het gedraineerde model met SSC-parameters wel was gedaan (zie Bijlage E.3.1). Wanneer dit 3D-effect wel meegenomen zou zijn, zou het model mogelijk wel tot aan het einde van de fase kunnen doorrekenen. In ieder geval kan geconcludeerd worden dat met het huidige model het werkelijke bezwijken relatief dicht benaderd kan worden.$

De verplaatsingen na de laatste rekenstap zijn voor beide modellen gepresenteerd in Figuur E.11. In het eerste model is het opdrukken te zien. Tevens is te zien dat er twee niveaus zijn waarbij de ondergrond faalt, wat het optreden van meerdere glijvlakken tegelijkertijd bevestigt. In het tweede model is ook het afschuiven van de dijk nog te zien. De grootste verplaatsing betreft echter het opdrukken van het afgegraven gedeelte. Wanneer het aantal rekenstappen van het tweede model zou zijn vergroot, zou ook hier uiteindelijk alleen nog maar het opdrukken zichtbaar zijn.



Figuur E.11 Verplaatsingen na verhogen stijghoogte bij relatief ondiepe (boven) en diepe (onder) hydrostatische waterstand, representeert het maatgevende glijvlak

E.4.4 Resultaten vervormingen

De metingen van de vervormingen richten zich vooral op het bezwijken. Zo zijn er geen metingen beschikbaar van het opzetten van het water tegen de dijk. De berekende vervormingen uit die fase kunnen daardoor niet met meetdata vergeleken worden.

Rondom het bezwijken zelf zijn de vervormingen ook lastig te vergelijken. De bodemopbouw is grillig, waardoor de waterspanningen in de tijd lastig te schematiseren zijn. Het *PLAXIS*-model zit voorafgaand aan het verhogen van de stijghoogte al dicht tegen bezwijken aan. Als het model bezwijkt, nemen de vervormingen ineens enorm toe. Vergelijking met meetdata is dan eigenlijk niet meer mogelijk.

Er is wel kwalitatief gekeken naar de vervormingen. De diepte van het maatgevende glijvlak kan gevonden worden, zoals gepresenteerd in Bijlagen E.4.2 en E.4.3. Daarnaast is gekeken naar de verticale vervormingen van het afgegraven deel. De gemeten waarden zijn gepresenteerd in Figuur E.12. De grootste verticale verplaatsing is op ca. 5 m vanaf de berm. Ook in *PLAXIS* is op deze locatie de grootste verticale verplaatsing berekend. Kwantitatief gezien zijn in *PLAXIS* de verplaatsingen een stuk groter, omdat hier doorgaand bezwijken optreedt. Bij een berekening met updated mesh zouden de vervormingen een stuk kleiner zijn.



Figuur E.12 Verticale verplaatsing na bezwijken (GeoDelft, 2002)

E.4.5 Conclusie

In het eindrapport van de bezwijkproef (GeoDelft, 2002) wordt geconcludeerd dat er meerdere glijvlakken tegelijkertijd zijn opgetreden, gezien het grillige verloop van de hellingmeetbuizen. Dit wordt bevestigd door de twee *PLAXIS*-berekeningen: bij verschillende schematisering van de waterspanningen worden verschillende glijvlakken gevonden.

Zowel met het SSC-model als met het SHANSEP-model treedt al instabiliteit op voordat de volledige stijghoogte-aanpassing kan worden aangebracht. Wanneer het 3D-effect wel meegenomen zou zijn, zou het model mogelijk wel tot aan het einde van de fase kunnen doorrekenen. In ieder geval kan geconcludeerd worden dat het werkelijke bezwijken met het huidige model relatief dicht benaderd kan worden. De sterkteparameters en modellering van de spanningen zijn hiermee voor zover mogelijk gevalideerd. Over de voorspellende kwaliteit van de modellen en de daarbij gehanteerde parameters voor de vervormingsberekening kan op grond van de in dit voorbeeld uitgevoerde vergelijkingen geen vergaande conclusie worden getrokken.



F Damwandontwerp conform OSPW

F.1 Inleiding

Ter vergelijking met het damwandontwerp zoals uitgewerkt in hoofdstuk 6, wordt in deze bijlage een ontwerp van een damwandversterking gemaakt conform de 'oude richtlijn' Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (OSPW) (Deltares, 2013a). Bij deze vergelijking worden de belangrijkste verschillen en hun oorzaken toegelicht.

De gebruikte grondsterkteparameters zijn gebaseerd op basis van celproeven omdat deze beschikbaar zijn voor deze case (Bijlage F.2.4).

F.2 Ontwerpuitgangspunten

F.2.1 Partiële factoren

Voor een zuivere vergelijking met het in hoofdstuk 6 gepresenteerde ontwerp wordt hier gebruikgemaakt van dezelfde trajectnorm en van dezelfde binnen WBI gebruikte doorvertaling naar een toelaatbare faalkans voor binnenwaartse macrostabiliteit in de doorsnede van 7,77 10-7 m per jaar, zie § 4.8.2. Met deze faalkans correspondeert een minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis:dsn} = 4,80$.

Conform de OSPW wordt gebruikgemaakt van de 'oude' materiaalfactoren voor de grondsterkte, gegeven in de Leidraad Ontwerpen van Rivierendijken (TAW, 1989). In deze leidraad wordt onderscheid gemaakt tussen materiaalfactoren voor sterkteparameters gebaseerd op triaxiaalproeven en materiaalfactoren voor sterkteparameters gebaseerd op celproeven. In dit voorbeeld worden de partiële factoren voor celproeven gebruikt (ϕ_{zand} : 1,1; ϕ_{klei} : 1,1; ϕ_{veen} : 1,15, *c*:1,25).

Conform hoofdstuk 2 van de OSPW moet de toelaatbare faalkans in de doorsnede worden verdeeld over een aantal deelmechanismen. In het in deze bijlage uitgewerkte voorbeeld is gebruikgemaakt van dezelfde verdeling als in Deltares, 2016a voorbeeldsgewijs is gegeven (40% bezwijken damwand, 10% bezwijken ankerstang, 40% overschrijden trekcapaciteit ankerlichaam, 10% geotechnisch bezwijken). Voor elk van deze mechanismen moet daarmee weer een $\beta_{doel.mechanisme}$ worden bepaald.

De op de constructieve norm gebaseerde materiaalfactor moet volgens de OSPW worden gecorrigeerd met een factor γ_{ref} voor een doelbetrouwbaarheid β_{doel} anders dan een zekere referentiewaarde β_{ref}

$$\gamma_{cor,R} = \frac{\gamma_{doel.mechanisme}}{\gamma_{ref}} = e^{\left((\beta_{doel.mechanisme.} - \beta_{ref}) \cdot \alpha_R\right) \cdot \sqrt{(1 + V_R^2)}}$$
(F.1)

Hierin is:

 $\begin{array}{ll} \alpha_R & \mbox{de invloedscoëfficiënt voor de materiaalsterkte R, die gelijk wordt gesteld aan 0.8$ \\ V_R & \mbox{de variatiecoëfficiënt voor de materiaalsterkte R, die gelijk wordt gesteld aan 0,2 voor damwand, ankerstaaf en gording en aan 0,3 voor het ankerlichaam \\ \beta_{doel} & \mbox{de te bereiken doelbetrouwbaarheid} \end{array}$

 β_{ref} de referentiewaarde van de betrouwbaarheid, waarbij de materiaalfactoren voor de constructieve sterkte zijn bepaald

In dit voorbeeld zijn de correctiefactoren $\gamma_{cor,R}$ afgeleid bij een referentiewaarde voor de betrouwbaarheidsindex: β_{ref} = 3,8, op basis van de gangbare praktijk. Deze waarde zou representatief moeten zijn voor de geotechnische norm, uitgedrukt in jaarkans²³. Hoewel de correctiefactoren in principe werken op de constructieve sterkte, worden ze in praktijk aanbracht op de belasting.

Om het verschil in rekening te brengen tussen de doelbetrouwbaaheid en de waarde waarbij de materiaalfactoren voor de grondsterkte zijn bepaald, moet de schadefactor γ_n worden aangebracht op de grondsterkte. In het geval van celproeven wordt in de OSPW verwezen naar de LOR2. De LOR2 (Bijlage G) stelt dat bij celproeven formule F.2 (TAW, 1989) toegepast moet worden voor de relatie tussen schadefactor γ_n en doelbetrouwbaarheid β_{doel} :

$$\gamma_n = \frac{1 - 1,64 \cdot V_{M_R}}{(1 - \beta_{nodig} V_{M_R}) \gamma_m \gamma_d} \Longrightarrow \frac{1 - 1,64 \cdot 0,08}{(1 - \beta_{nodig} \cdot 0,08)1,2 \cdot 1,0}$$
(F.2)

Een en ander resulteert in de factoren die zijn opgenomen in Tabel F.1.

 Tabel F.1
 Faalkansdecompositie en partiële veiligheidsfactoren conform OSPW/LOR2

Binnenwaarts			
schadefactor	1,18		
betrouwbaarheidsindex	4,80	β_ref	3,8
toelaatbare kans op instabiliteit	7,77E-07		

			Benodigde betrouw-	vereiste	
	Faalkans ruimte		baarheids index	schadefactor	y_corr
onderdeel	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]
bezwijken damwand	40%	3,11E-07	4,98	1,18	1,21
bezwijken ankerstang	10%	7,77E-08	5,25	1,18	1,26
trekcapaciteit ankerlichaam	40%	3,11E-07	4,98	1,18	1,32
geotechnisch bezwijken	10%	7,77E-08	5,25	1,25	
	100.0%				

Voor constructief bezwijken wordt de kracht of het moment afgelezen nadat de grondsterkte is aangepast met de schadefactor 1,18, die volgens formule F.2 hoort bij een maximaal toelaatbare faalkans van 7,77 10-7 per jaar. Om vervolgens de rekenwaarde bij de vereiste betrouwbaarheid te verkrijgen worden de afgelezen krachten en momenten vermenigvuldigd met de correctiefactoren. Voor geotechnisch bezwijken wordt de grondsterkte aangepast met een schadefactor 1,25, die volgens formule F.2 hoort bij een maximaal toelaatbare faalkans van 7,77 10-8 per jaar (10% van 7,77 10-7).

De modelfactor is zowel bij de geotechnische als constructieve toets vastgesteld op 1,00 (eindige-elementenberekening bij opdrijfsituatie). Conform de OSPW wordt bij gebruik van celproeven de schematiseringsfactor gelijkgesteld aan 1,0, voor zowel de geotechnische als constructieve toets. Er wordt geen additionele opschaalfactor in rekening gebracht. Tabel F.2 geeft een overzicht van de partiële factoren.

²³ De β_{ref} van 3,8 wordt in de praktijk vaak toegepast. Het is een conservatieve aanname voor de betrouwbaarheid die in werkelijkheid zal worden bereikt.



Tabel F.2Partiële factoren conform OSPW

Partiële factor		
Opschaalfactor	γ_s	1,00
Schadefactor geotechnisch	$\gamma_{n;g}$	1,25
Schadefactor constructief	$\gamma_{n;i}$	1,18
Modelfactor	γ_d	1,00
Schematiseringsfactor	γ_b	1,00
Correctiefactor damwand*	γ _{corr;dw}	1,21
Correctiefactor ankerstang	Ycorr;ank	1,26
Correctiefactor groutlichaam	$\gamma_{corr;gl}$	1,32

* in aanvulling op de correctiefactor van 1,21 wordt er een factor van 1,1 toegepast op het berekende damwandmoment om tot een rekenwaarde te komen. Dit heeft te maken met additionele buigende momenten in de damwand als gevolg van de toename in ankerkracht door zakkende grond op ankers.

Hieruit volgen de volgende factoren die nog in rekening moeten worden gebracht op de grondsterkte, bovenop de materiaalfactoren.

geotechnische veiligheid	$\gamma_{EEM;g} = \gamma_{n;g} \gamma_d \gamma_b \gamma_s$	1,25
constructieve veiligheid	$\gamma_{EEM;i} = \gamma_{n;i} \gamma_d \gamma_b \gamma_s$	1,18

F.2.2 Geometrie, bodemopbouw en hydraulische randvoorwaarden

De toe te passen geometrie van het dijkprofiel, de bodemopbouw, grensspanningsveld, freatische lijnen en stijghoogtes zijn beschreven in hoofdstuk 4.

F.2.3 Versterkingsconstructie

De versterkingsoplossing betreft, net als in hoofdstuk 6, een verankerde damwandconstructie in de binnenkruin van de dijk. Er wordt rekening gehouden met eenzelfde hoeveelheid corrosietoeslag als in hoofdstuk 6. Onderstaande tabel bevat een overzicht van de constructieve eigenschappen.

Tabel F.3Uitgangspunten geometrie en eigenschappen damwandconstructie

Uitgangspunten damwandconstructie		
Opdrijven/opbarsten?		ja
Restprofiel?		ja
Openingspercentage damwand	[%]	20
Locatie damwand		binnenkruinlijn
Type damwand		AZ46-700 S390
Lengte damwand	[m]	25,5
Lengte damwand in zand	[m]	7,7
Bovenkant damwand	[m+NAP]	5

Uitgangspunten damwandconstructie

Puntniveau damwand	[m+NAP]	-20,5
Type anker		Leeuwanker 76,1x17,5
Hoek anker met horizontaal	[°]	40
H.o.hafstand ankers	[m]	1,4
Voorspanning ankers bij installatie	[kN]	100*
Lengte groutlichaam	[m]	8

* Conform OSPW ca. 10% van de berekende ankerkracht (rekenwaarde).



Figuur F.1 Ontwerpgeometrie verankerde damwand

Het damwandprofiel AZ46-700, met een totale corrosietoeslag van 1,4 mm na 100 jaar, heeft de volgende eigenschappen.

Tabel F.4Eigenschappen damwandprofiel

Damwar	ndeigenscha	appen	AZ50-700, 1.4 mm
gem. omtrek damwand [m2/m]	O_s;gem		2,92
oppervlakte punt [m2]	A_punt	[m2/m]	0,02676
weerstandsmoment (elastisch) [m3/m]	W_el	[m3/m]	0,004457
oppervlakte [m2/m]	Α	[m2/m]	0,02676

F.2.4 Grondparameters

In deze analyse wordt voor de zandgronden gebruikgemaakt van het Hardening Soil-materiaalmodel, voor de klei- en veen gronden van het Soft Soil Creep-materiaalmodel. De OSPW staat het gebruik van dergelijke 'geavanceerde modellen' toe. De volumegewichten en stijfheidseigenschappen, alsmede de interface-reductiefactoren, worden gelijkgesteld aan die in hoofdstuk 6. De sterkteparameters worden wél aangepast, aangezien de OSPW uitgaat van 2% rek sterkteparameters.

De gedraineerde *c*' en φ ' bij 2% rek worden bepaald op basis van de proevenverzameling uit de jaren '90 die gebruikt is voor dijkversterkingen en toetsingen van dijken in de Alblasserwaard. Deze parameters zijn gebaseerd op celproeven. Daarbij wordt onderscheid gemaakt in sterkteparameters onder en sterkteparameters naast de dijk. Daarom wordt in Tabel F.5 en in de EEM-berekening onderscheid gemaakt tussen gronden onder en naast de dijk.



Tabel F.6 toont de karakteristieke grondsterkteparameters (M1 set). Deze parameters worden omgerekend naar associatieve rekenwaarden (M2 set), gebruikmakend van een materiaalfactor op *c*' van 1,25; een materiaalfactor op φ'_{klei} van 1,10; en een materiaalfactor op φ'_{veen} van 1,15.

Grondsoort	<i>c'_{kar;M1}</i> [kPa] (naast / onder)	φ' _{kar;M1} [°] (naast / onder)	ψ' _{kar;M1} [°]
OB Dijksmateriaal	4,1	22,3	0
12 Klei van Tiel	1,9 / 1,8	22,2 / 22,2	0
15 Klei van Gorkum licht (humeus)	3,5 / 12,3	18,9 / 19,5	0
16 Klei van Gorkum	3,5 / 12,3	18,9 / 19,5	0
17 Klei van Gorkum zwaar	2,9 / 7,1	20,0 / 21,6	0
4 Hollandveen	2,2 / 15,5	24,3 / 27,3	0
9 Basisveen	3,8	24,6	0
18 Zand siltig	0	32,5	0
32 Pleistoceen zand	0	35	0

Tabel F.5 Grondsterkteparameters: karakteristieke waarden (M1), niet associatief

 Tabel F.6
 Grondsterkteparameters rekenwaarden (M2), associatief

Grondsoort	<i>c'_{d;M2}</i> [kPa] (naast / onder)	φ' _{<i>d;M2</i> [°] (naast / onder)}	ψ' _{<i>d;M2</i> [°] (naast / onder)}
OB Dijksmateriaal	3,2	20	20
12 Klei van Tiel	1,5 / 1,4	19,9 / 19,9	19,9 / 19,9
15 Klei van Gorkum licht (humeus)	2,8 / 9,6	17,0 / 17,5	17,0 / 17,5
16 Klei van Gorkum	2,8 / 9,6	17,0 / 17,5	17,0 / 17,5
17 Klei van Gorkum zwaar	2,3 / 5,6	18,0 / 19,4	18,0 / 19,4
4 Hollandveen	1,7 / 12,0	20,9 / 23,4	20,9 / 23,4
9 Basisveen	3,0	21,2	21,2
18 Zand siltig	0	28,6	28,6
32 Pleistoceen zand	0	30,6	30,6

F.2.5 Rekenfasering

De aangehouden rekenfasering is conform Tabel F.7.

Tabel F.7 OSPW rekenfasering

	OSPW			
Fa	se in PLAXIS	Fase in OSPW	Type berekening	Bijzonderheden
Ini	tiële fase	U1a - U2a	K0 procedure	
Ni	l step		Plastic, staged construction	Ignore undrained
Da	amwanden, verankering	U2b	Plastic, staged construction	Ignore undrained
	MHW	U2c	Plastic, staged construction	Ignore undrained, reset displacements
	Verkeersbelasting (vervormingstoets)	U2d / B2d	Plastic, staged construction	
	M1 naar M2	U3b	Plastic, staged construction	Ignore undrained
	geotech. Φ- c reductie	U3c	Safety, incremental multipliers	Ignore undrained
	constructieve toets	U4b	Safety, target SumMsf	Ignore undrained

F.3 Toetsingen

F.3.1 Inleiding

In de volgende paragrafen wordt het ontwerp getoetst op de faalmechanismen:

- geotechnische stabiliteit;
- constructieve sterkte damwand;
- verticaal draagvermogen;
- sterkte van het ankersysteem;
- vervormingen.

De volgende resultaten uit de EEM-berekening vormen de input voor de toetsingen.

Tabel F.8 Re	sultaten uit PLAXIS-berekening
--------------	--------------------------------

Toets		Fase	Waarde	Eenheid
Geotechnisch	Stabiliteitsfactor	6b - φ-c reductie	1,39	[-]
Vervormingen	Verticale zakking kruin	4b) Switch SHANSEP & verkeers- belasting	0,0024	[m]
Damwand	Buigend moment	5) Switch SHANSEP constr. toets	509,5	[kNm/m]
	Normaalkracht	5) Switch SHANSEP constr. toets *	276,0	[kN/m]
	Dwarskracht	5) Switch SHANSEP constr. toets	194,6	[kN/m]
	Horizontale vervor- ming damwand	4b) Switch SHANSEP & verkeers- belasting	0,028	[m]
Anker	Ankerkracht	5) Switch SHANSEP constr. toets	457,8	[kN/anker]
	Vervorming anker	4b) Switch SHANSEP & verkeers- belasting	0,0088	[m]

* Normaalkracht wordt in toetsingen bepaald d.m.v. ankerkracht uitgelezen in deze fase.



F.3.2 Geotechnische stabiliteit

De veiligheid ter voorkoming van geotechnisch bezwijken van de dijk moet voldoen aan:

 $\Sigma M_{sf} \ge \gamma_{EEM;g}, \quad \gamma_{EEM;g} = 1,25$

Uit de EEM-berekening volgt een stabiliteitsfactor van 1,39, wat ruim voldoende is. Het maatgevend glijvlak is weergegeven in Figuur F.2. Als gevolg van de langere damwand (om te voldoen aan het draagvermogen) volgt een ander glijvlak dan in de B-EEM-berekening. Dit is omdat het glijvlak niet meer onder de damwand door gaat, zie ter vergelijking Figuur 6.6.



Figuur F.2 Maatgevend glijvlak geotechnische toets

F.3.3 Ankersysteem

De rekenwaarde voor de ankerkracht wordt bepaald aan de hand van de in de EEM-som berekende waarde, vermeerderd met de toename in kracht door zakkende grond op de ankers. Deze toename als gevolg van de zakkende grond op de ankers wordt bepaald op basis van representatieve ankerkracht bij WBN. Ook worden er voor de toetsing van de ankerstang en van het groutlichaam aparte correctiefactoren toegepast, zie Bijlage F.2.1. In onderstaande tabel is de toetsing weergegeven. Daaruit blijkt dat zowel de ankerstang als het groutlichaam voldoen.

Tabel F.9	Toets ankerstang en	groutlichaam
-----------	---------------------	--------------

Toets ankerstand	
TOELS allketstally	
Ankerkracht EEM berekening (design)	457,8
Toename ankerkracht a.g.v. zakkende grond (incl +25% in Alblasserwaard)	237,5
Totale ankerkracht Fa;EEM + Fzakkende grond	695,3
Totale ankerkracht stang rekenwaarde Fa;tot x yadd;stang	874,3
rekenwaarde sterkte ankerstaaf	926,0
unity check sterkte ankerstang	0,94
Ankerkracht EEM berekening (rep)	304,3
Totale ankerkracht rep Fa;EEM;rep + Fzakkende grond	541,8
Totale ankerkrach bij ankeruitval Farep x 1,5	812,7
rekenwaarde sterkte ankerstaaf	926,0
unity check sterkte ankerstang bij ankeruitval	0,88
Toets groutlichaam	
Ankerkracht groutlichaam, rekenwaarc Fastor x vadd;grout 🦳 💋	918,27
Houdkracht, rekenwaarde	1037,0
unity check houdkracht groutlichaam	0,89
Ankerkracht groutlichaam bij ankeruiti Fa;rep x 1,5	812,70
Houdkracht, rep	1244,0
unity check houdkracht groutlichaam bij ankeruitval	0,65

F.3.4 Constructieve sterkte damwand

De constructieve sterkte van de damwand wordt getoetst op de combinatie van buigend moment en normaalkracht. De rekenwaarde van de normaalkracht en buigend moment conform OSPW wordt bepaald middels:

$$M_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{corr} \cdot \gamma_{z} \cdot M_{s;max;EEM}$$
$$N_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{corr} \cdot (\cos(\alpha) \cdot F_{s;A;k}) + F_{nk;EC;d}$$

waarin:

$M_{s;d}$	rekenwaarde van het buigend moment [kNm/m]
γ_z	factor voor toename moment als gevolg van zakkende grond op ankers (1,1)
M _{s;max;eem}	maximum buigend moment EEM-analyse in wand [kNm/m]
$N_{s;d}$	rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand [kN/m]
fopen	factor openingspercentage
Ycorr;i	additionele veiligheidsfactor damwand, zie Bijlage F.2.1 [-]
$F_{N;EEM}$	normaalkracht EEM-analyse [kN/m]
α	helling ankerstang t.o.v. verticaal
$F_{s:A:k}$	karakteristieke waarde van de totale ankerkracht (inclusief invloed zakkende grond, exclusief
	additionele veiligheidsfactoren) [kN/m]
$F_{nk;EC;d}$	rekenwaarde van negatieve kleef conform NEN 9997-1:2016 [kN/m]

In Tabel F.10 is het resultaat van de gecombineerde toets op buigend moment en dwarskracht weergegeven.

Omdat de damwand belast wordt door zowel een normaalkracht als een buigend moment, wordt getoetst op knik conform EN1993-5. Als gevolg van de lange damwand in combinatie met een hoge normaalkracht en buigend moment is dit maatgevend voor het benodigde profieltype van de damwand.

Toets constructieve sterkte damwand					
rekenwaarde moment damwand	M_s;d [kNm/m']	845,16			
rekenwaarde normaalkracht damwand	N_s;d [kN/m']	1380,4			
rekenwaarde spanning damwand	f_y;d [N/mm2]	241,2			
rekenwaarde vloeispanning damwandst	f_y;r [N/mm2]	390			
unity check	0,62				
Toets knik					
unit	0,96				

Tabel F.10Toets op sterkte damwand

F.3.5 Verticaal draagvermogen damwand

Anders dan in de hoofdstukken 2 en 3 moet conform de OSPW ook het verticaal draagvermogen worden getoetst. Binnen deze toets wordt rekening gehouden met een belasting in de vorm van een normaalkracht als gevolg van de ankerkracht (inclusief invloed van zettende grond), in combinatie met negatieve kleef. De input en toetsing zijn in Tabel F.11 weergegeven. Als gevolg van de grote negatieve kleef en ankerkracht is het verticaal draagvermogen maatgevend voor de lengte van de damwand.



Tabel F.11Toets op verticaal draagvermogen

Informatie voor berekening verticaal draagvermogen					
dikte slappe lagen pakket	D	[m]	13		
gem. wrijvingshoek slappe lagen	φ_slap;k	[°]	27		
gem. effectieve spanning slappe lagen	σ'_v;slap	[kN/m2]	85		
helling ankerstang	α_ank	[°]	40		
h.o.h afstand ankers		[m]	1,4		
neutrale hor. gronddrukcoefficient	K_0	[-]	0,5		
conusweerstand in zand	q_c_punt	[MPa]	15		
1	oets verticaal o	draagvermogen			
negatieve kleef design [kN/m']		F_nk;d	806,7		
maatgevende ankerkracht EEM [kN/m']		F_anker	496,6		
draagvermogen punt [kN/m']		F_r;drkr;punt	164,6		
draagvermorgen schacht [kN/m']		F_r;drk;schacht	1338,3		
totaal draagvermogen [kN/m']			1502,9		
totale belasting [kN/m']			1401,1		
unity chec	unity check draagvermogen 0,93				

F.3.6 Vervormingen

Aangezien het een verankerde damwand betreft zijn de vervormingen gering en wordt aan de vervormingstoets ruimschoots voldaan.

Tabel F.12 Toets vervormingen

	Max value [m]	Toets vervormingen
BGT kruinzakking	-0,1	0,0244
BGT hor. Damwandverplaatsing	0,1	0,0283

F.4 Vergelijking met het B-EEM-ontwerp

Het ontwerp volgens de hoofdstukken 2 en 3 wordt hierna genoemd: B-EEM-ontwerp, omdat de inhoud van deze hoofdstukken grotendeels gebaseerd is op het al eerdere opgestelde B-EEM.

De uit de EEM-berekening afgelezen momenten en krachten, en de uit de EEM-berekening volgende geotechnische veiligheidsfactor komen qua grootte voor de gevallen B-EEM (§ 6.6.1) en OSPW (Bijlage F.3.1) vrijwel overeen. Toch volgt uit het ontwerp conform de OSPW een veel 'zwaardere', langere en daarmee duurdere oplossing dan gevonden conform B-EEM, zie de vergelijking in Tabel F.13.

Tabel F.13Vergelijking ontwerp OSPW vs. B-EEM

		B-EEM	OSPW
Type damwand		AZ38-700	AZ50-700
Lengte damwand	[m]	22	25,5
Lengte damwand in zand	[m]	4,2	7,7

		B-EEM	OSPW
Type anker		Leeuwanker 101,6x22,2	Leeuwanker 76,1x17,5
H.o.hafstand ankers	[m]	2,8	1,4
Lengte groutlichaam	[m]	9	8

Tabel C.14 toont van zowel de OSPW- als de B-EEM-methodiek een overzicht van de krachtontwikkeling in de verschillende rekenfasen. In vergelijking tot het B-EEM-ontwerp nemen bij de OSPW-methodiek alleen de uiteindelijke rekenwaarden voor de ankerkracht en normaalkracht toe. Dit komt doordat daarbij pas achteraf de toename van zakkende grond op ankerstangen en de normaalkracht wordt vastgesteld.

Vanwege de maatgevende knikcontrole bepaalt vooral de hogere rekenwaarde voor de normaalkracht het hier benodigde zwaardere profiel. Het damwandprofiel moet in plaats van een AZ38-700 een AZ50-700 worden. Bij onverankerde wanden zal het verschil daarom minder zijn.

De lengte van de damwand wordt bepaald door de toets op het verticaal draagvermogen. Om te voldoen aan de in de OSPW gestelde eisen voor verticaal draagvermogen moet de damwand 3,5 m langer te worden. Dit komt vooral door de hogere normaalkracht als gevolg van de grote negatieve kleef die meegenomen moet worden. In de berekening volgens de B-EEM wordt het verticale evenwicht al impliciet binnen de EEM-analyse gecontroleerd, waarbij de kleef in rekening wordt gebracht door middel van grondzakking.

De rekenwaarde voor de ankerkracht is ten opzichte van het B-EEM-ontwerp ook toegenomen. Omdat in het B-EEM-ontwerp al een heel zwaar anker wordt toegepast, is ervoor gekozen de h.o.h.-afstand te verkleinen van 2,8 m naar 1,4 m. Het verschil wordt vooral veroorzaakt doordat in de OSPW-berekening het effect van de zakkende grond op ankerstangen achteraf nog extra wordt opgelegd, terwijl het effect in de B-EEM-aanpak al binnen de EEM-berekening wordt meegenomen door middel van een extra voorspankracht.

Fare	BEEM da	mwando	ontwerp	OSPW damwandontwerp				
rase			М	N	Fanker	М	N	Fanker
	BEEM	OSPW	[kNm/m']	[kN/m]	[kN/m']	[kNm/m']	[kN/m]	[kN/m']
installatie	(2)	(U2b)	25	39	36	53	68	71
bodemdaling	(3)	-	117	235	48	-	-	0
zakkende grond op ankers	(3b)	-	273	310	234	-	-	0
MHW	(4a)	(U2c)	381	284	377	174	138	210
verkeersbelasting	(4b)	(U2d)	397	290	385	175	144	217
switch naar rekenwaarden	-	(U3b)			0	234	160	237
constructieve toets	(5)	(U4b)	629	338	435	510	276	327
Zakkende grond op ankers		-	-	-	560	-	496	
Rekenwaarden voor toetsi	ng		881	473	587	845	1380	625

Tabel F.14 Ontwikkeling krachten B-EEM – OSPW



F.5 Data Damwandtoets

Wittew	/een -	Bos	

project:	Voorbeeldenboek Bergambacht
projectcode:	103638
onderdeel:	Toetsen damwandprofiel - TR Langsconstructies
opgesteld door:	T. Naves
datum opgesteld:	31-5-2018

spreadsheet DAMWAND EIGENSCHAPPEN & DOORSNEDE TOETSING versie 0.50

TITEL

Berekening van (on)gecorrodeerde eigenschappen van een damwand en volledige doorsnede toetsing conform TR Langsconstructies

algemeen							
taal		_	NI				
laa		-	NL				
sheet pile properties							
type damwand			AZ 50-700				
profiel type [Z / U]		=	Z				
profiel breedte	b	=	700 mm				
profiel hoogte	h	=	504 mm		N	2	
flensdikte	t _f	=	23,0 mm	_ ^ ` <	\rightarrow	\backslash	
lijfdikte	t _w	=	16,0 mm	bf = 457 m	m		
hoek lijf	α	=	63,2 °	5 × tw = 16.0 mm		\backslash	lw = 539 mm
weerstandsmoment	W	=	4955 cm ³ /m ¹				\
traagheidsmoment	I	=	124890 cm4/m1	<u> </u>	a - 62 2	λ	\sum_{i}
doorsnede oppervlakte	A	=	302,6 cm ² /m ¹	✓	u = 03,2		4
verfoppervlak (eenzijdig)	Ac	=	1,46 m ² /m	└ [^] tf = 23,0 mm ←	h = 1	700 mn	\rightarrow
flensbreedte	b _f	=	457 mm		5-	00 1111	
lijflengte	l _w	=	539 mm				
corrosie eigenschappen				staal eigenschappen			
berekening corrosie		=	per jaar	E-modulus	Е	=	2,10E+08 kN/m ²
levensduur	т	=	1 iaar	volumiek gewicht	γ	=	7850 kg/m ³
corrosie voorziide	Uc-1	=	1.2 mm/iaar	staalkwaliteit		=	S390 GP -
corrosie achterziide	U _{c-2}	=	1.2 mm/iaar	vloeigrens	f,	=	390 N/mm ²
corrosie totaal	U _{c;tot}	=	2,4 mm/1 jaar		y		
balactingan				factorea			
buigond moment	м	_	PAE Iching (mg1	nactoren partiäla factor waarstand dwarsdaarsnada	~	_	1.00
dwarekracht	V	_	214 9 kN/m ¹	partièle factor voor instabiliteit	7M0	_	1,00 -
normaalkracht	V Ed	_	1380 7 kN/m ¹		7M1	-	1,10 -
kniklongto	/ Ed	_	1500,7 KN/III	-			_
waterdrukverschil	1	_	10,45 m				
waterurukverschil	vv	-	1				
BEREKENINGEN							
eigenschappen			intiëel gecorro	deerd			
doorsnede oppervlakte	А	=	302,6	267,6 cm ² /m ¹			
elastisch weerstandsmoment	Wel	=	4955	4457 cm ³ /m ¹			
traagheidsmoment	I.	=	124890 1	12344 cm ⁴ /m ¹			
buigstijfheid	EI	=	262269 2	35923 kN/m ² /m ¹			
axiale stijfheid	EA	=	6354600 56	18760 kN/m ¹			
doorsnedeklasse	klasse		2	2 -			
reductie factor corrosie		=	0,90 -				



103638

project: projectcode: Voorbeeldenboek Bergambacht

spreadsheet DAMWAND EIGENSCHAPPEN & DOORSNEDE TOETSING versie 0.50

onderdeel: opgesteld door:	Toetsen damwandprofiel - Ti T. Naves	R Langsconstructio	es		
datum opgesteld:	31-5-2018				
VOLLEDIGE D	OORSNEDE TOETSING	Toetsing conform	n TR langs	constructies	
toetsing buige	nd moment			intiëel	gecorrodeerd
rekenwaarde m	omentcapaciteit	M _{c;Rd}	=	1932	1738 kNm/m ¹
unity check (≤ 1))		=	0,44	0,49 -
toetsing dwars	skracht			intiëel	gecorrodeerd
afschuifoppervla	akte lijf	A _v	=	10994	9345 mm ² /m
rekenwaarde dy	warskrachtcapaciteit	V _{pl;Rd}	=	2476	2104 kN/m ¹
unity check (≤ 1)		=	0,13	0,15 -
toetsing knik				intiëel	gecorrodeerd
kritische norma	alkracht	N _{cr}	=	9566	8605 kN/m ¹
unity check kriti	sche normaalkracht	N _{Ed} /N _{cr}	=	0,144	0,160 -
controle knik?		$N_{Ed}/N_{cr} > 0.04$	=	ja	ja -
slankheid dwars	sdoorsnede	λ	=	1,111	1,101 -
imperfectiefacto	or (knikkromme d)	α	=	0,76	0,76 -
factor $\Phi = 0.5[1$	$+\alpha(\lambda - 0.2)+\lambda^2$]	Φ	=	1,463	1,449 -
reductiefactor v	oor knikvorm	χ	=	0,414	0,418 -
buckling check	(≤ 1)		=	0,86	0,96 -
toetsing buige	nd moment + normaalkracht			intiëel	gecorrodeerd
normaalkracht v	verwaarlozen?		=	nee	nee -
(gereduceerde)	momentcapaciteit	M _{N;Rd}	=	1706	1508 kNm/m ¹
unity check (≤ 1)		=	0,50	0,56 -

ii_check_Sheet pile properties and verification v0.50 Bergambacht OSPW



Data Toets Ankersysteem **F.6**

Witteve	een -	spreadsheet GROUTINJECTIEANKERS versie 2.20
project:	POVM Bergambacht voorbeeldenboek: damwand	
projectcode:	103638	
onderdeel:	Toetsing ankersysteem	
adviseur:	T. Naves	
datum opgesteld:	31-5-2018	

TITEL Berekening van groutinjectieankers conform BEEM - TR langsconstructies

UITGANGSPUNTEN							
schematiseringsfactor			1,08	algemeen			
				taal		=	NL
belasting per strekkende meter			1,08	refentieniveau		=	NAP
richting ingevoerde belasting		=	onder hoek -	maatgevende sondering		=	DKM001
F_ank_rep	Pmax (EEI	- (N	542 kN/anker				
F-ank_d	Prep	=	874 kN/anker				
				geometrie algemeen			
				maaiveldniveau actieve zijde		=	5,00 m+NAP
				maaiveldniveau passieve zijde		=	1,67 m+NAP
				bovenkant damwand		=	5,00 m+NAP
				onderkant damwand		=	-21,00 m+NAP
rekenwaarde belasting constructieve onderd	elen			geometrie verankering			
ankerstang	Pd	=	874 kN/anker	anker zijde		=	links -
groutlichaam	P _{gr;d}	=	916 kN/anker	hoek ankers met horizontaal	α	=	40 °
				hart-op-hart afstand	а	=	2,80 m
				overlengte ankerstang	Lover	=	0,50 m
				verankeringsniveau		=	3,00 m+NAP
veiligheidsfactoren en benodigde controles				bovenkant groutlichaam		=	-13,00 m+NAP
veiligheidsklasse		=	RC3	onderkant groutlichaam		=	-18,14 m+NAP
tijdelijke of permanente constructie?		=	permanent	lengte groutlichaam	L _A	=	8,00 m
controle op ankeruitval benodigd?		=	ja	lengte ankerstang	L _{staaf}	=	33,39 m
controleproef op ieder anker benodigd?		=	ja	horizontale lengte achter damwand	Lhor	=	25,20 m
reductiefactor	ξa	=	1,00 -				
partiële materiaalfactor	γ _a	=	1,20 -		Lhor = 25.20 m		
				<	, .		<u> </u>
partiële factoren stalen gording							3.00 m+NAP
partiële materiaalfactor	Умо	=	1,00 -				
partiële materiaalfactor CAL	YM0:CAL	=	1,00 -				
partiële factor permanente belasting	Ϋ́G	=	1,32 -				
partiële factor variabele belasting	Yo	=	1,65 -	Lstaaf = 33	1,39 m		
partiële factor belasting calamiteit	YCAL	=	1,65 -				
							12.00 - 1140
corrosie							-13.00 III+NAP
berekening corrosie		=	per jaar	La = 8,00 m			
				F 4.			
	_	ankerstaaf	gording				
corrosie per jaar	-	0,065	0,024 mm/jaar rondor	1			
	=	100	100 jaar	damwand ankerstaaf	groutlichaam	richting i	ngevoerde belasting
corrosie tijdens levensduur	=	6,50	2,40 mm rondom	L			

BEREKENING VAN ANKERSTAAF, GROUTLICHAAM EN GORDING

ankerstaat						
type ankerstaaf	L	Leeuwanker 76,1x17,5				
buitendiameter	Do	-	76,1 mm			
binnendiameter	Di	=	41,1 mm			
wanddikte	t	=	17,5 mm			
		=				
		=				
oppervlakte doorsnede	A _{mtg}	=	3222 mm ²			
oppervlakte doorsnede met corrosie	A _{mtg;corr}	=	1801 mm ²			
staalkwaliteit		-	E470			
vloeispanning	f _{y:d}	=	550 N/mm ²			
breukspanning	f _{t;d}	=	720 N/mm ²			
MIN(f _{y;d} ; f _{t;d} / 1,4)	f _{max;d}	-	514 N/mm ²			
groutlichaam						
standaard diameter schroefblad	D _{stand}	=	200 mm			
toegepaste diameter schroefblad	Dkeuze	=	200 mm			
overpersing diameter	D _{extra}	=	20 mm			
diameter groutlichaam	D _{totaal}	=	220 mm			
omtrek groutlichaam	0	=	691 mm			
bovenkant groutlichaam		-	-13,00 m+NAP			
onderkant groutlichaam		=	-18,14 m+NAP			
lengte groutlichaam	L _A	-	8,00 m			
schachtwrijvingsfactor	α	-	0,015 -			
gemiddelde conusweerstand	q _{c;gem}	=	15,0 MPa			
representatieve houdkracht per meter	f _{krep}	=	155,5 kN/m			

controle ankerstaaf			
rekenwaarde sterkte ankerstaaf	R _{t,d}	=	926 kN
ontwerpbelasting ankerstaaf	Pd	=	874 kN
controle sterkte ankerstaaf (unity check \leq 1)			0,94 -
controle groutlichaam			

controlo grouthondani			
minimale houdkracht groutlichaam	Ramin	=	1244 kN
karakterisitieke houdkracht groutlichaam	R _{ak}	=	1244 kN
rekenwaarde houdkracht groutlichaam	Ra;d	=	1037 kN
ontwerpbelasting groutlichaam	P _{gr;d}	=	916 kN
		_	
controle houdkracht groutlichaam (unity chec	k ≤ 1)		0,88 -

Witteve	en - Bos					spreadsheet GROUTINJECTIE. versie 2.20	ANKERS
project:	POVM Bergambacht voorb	eeldenboek: da	amwand				
projectcode:	103638						
onderdeel:	Toetsing ankersysteem						
adviseur:	T. Naves						
datum opgesteld:	31-5-2018						
CONTROLE CAPA veiligheidsklasse: voor veiligheidsklas de resultaten hieror	CITEIT BIJ ANKERUITVAL RC3 Isse RC3 dient de uitval van ee nder dienen gebruikt te worde	n anker voor all n voor zowel tijd	e damwando lelijke als pe	constructies gecontrole rmanente damwandco	erd worden. nstructies.		
ankerstaaf bij ank	eruitval	D v 1 5	_	010 IN			
rekenwaarde sterkt	e ankerstang	R _{td}	=	926 kN	controle ankerstaaf bij ankeruitval (unity check \leq 1)	0,88 -
groutlichaam bij a	nkeruitval						
belasting groutlicha	am (BGT x 1,5)	P _{rep} x 1,5	=	812 kN			
representatieve hou	udkracht groutlichaam	R _{atrep}	-	1244 kN	controle groutlichaam bij ankeruitval (unity check	s 1)	0,65 -



F.7 Zakkende grond op ankers

SETTLEMENT LOADS ON TIE-RODS

Calculation conform CUR 166, 4th print, 2005 Version and date: 0.2 (28-2-2011)



Project:	POVM Bergambacht voorbeeldenboek: damwand OSPW
Projectcode:	103638
Subject:	Aanvullende kracht in anker door zakkende grond
Prepared by:	T. Naves
Subject: Prepared by:	T. Naves

Item	Variable	Value	Unit
starting points			
notation of reference level		NAP	
diameter tie rods	D ₀	76,1	mm
axial stiffness of the tie rods	EA	955165	kN
spacing tie rods	а	1,4	m
angle of tie rods with the horizontal	β	40	degrees
length tie rods	L	25,4	m
tie rod force	F	457,8	kN / tie rod
surface level	Z _{surface}	5,00	m + NAP
tie rod level	Z _{tie rod}	3,00	m + NAP
groundwater level	Zgroundwater	4,00	m + NAP

vertical settlement load on tie rod

vertical settlement load on the loa		
is the tie rod in 'non-cohesive' or 'cohesive' soil?	cohesive	soil

2. calculation for cohesive soil			
undrained shear strength soil	Cu	29	kPa
factor for shear load on tie rod due to settling soil (default value = 5)	α	9	-
vertical load on tie rod $q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$	q _{z;soil}	16,9	kN/m
self-weight tie rod	q _{z;self-weight}	0,4	kN/m
vertical load on tie rod (including self-weight)	qz	17,3	kN/m

increase of tie rod force due to settlement load - case 1: unlimited deformation

- iterative calculation based on the formula: $\alpha \cdot (1+\alpha)^2 = \left(\frac{q_0 L}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{4\pi^2 F\left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{k'L}\right)}$

vertical load on tie rod	q _z	17,3	kN/m
maximum load based on sinusoidal waveform $q_0 = q_z \cdot 4/\pi$	q ₀	22,0	kN/m
bending stiffness sheetpile	El _{sheetpile}	2,36E+05	kNm²/m
horizontal subgrade reaction modulus	k	4500	kN/m ³
wavelength $\lambda = \sqrt[4]{4EI/c}$	λ	3,81	m
relative stiffness of sheetpile wall	k'	23974	kN/m
ratio of tie rod force increase (calculate by iteration)	α	2,50	-
increase of tie rod force $F = g = F$	$\Delta F_{\text{tie rod}}$	1143,7	kN
maximum settlement of the tie rod $y_0 = L \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F}\right) \cdot \frac{1}{\pi^2} \cdot \frac{1}{1 + \alpha}$	Уo	0,90	m

increase of tie rod force due to settlement load - case 2: limited deformation

- iterative calculation based on the formula: $\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha_n)$	α) $\cdot \frac{-}{n^3}$	-3,77787E+16	
limited settlement of the tie rod	y _n	0,2	m
ratio of y_n and y_0 (maximum settlement) $n = \frac{y_0}{y_n}$	n	4,48	-
ratio of tie rod force increase (calculate by iteration)	α _n	0,41	-
part of the tie rod that is supported $eta = 1 - rac{lpha}{lpha_n \cdot n^2}$	βxL	17,8	m
increase of tie rod force $\Delta F = \alpha_n \cdot F$	$\Delta F_{tie rod}$	189,5	kN

1

iV_Zakkende_grond_op_ankers_update OSPW



G Bijlagen damwandontwerp

G.1 **Bepaling Schematiseringsfactoren**





SPREADSHEET SCHEMATISERINGSFACTOR

					v	ersie 0.40		
Project Projectcode Onderwerp	Voorbeeldenboek Bergambacht 103638 Bepaling schematiseringsfactor voor Bergambach	t: damwand						
Adviseur	ir. P. Lamens 2-5-2018							
Datum	2-5-2010							
FAALKAN	ISVERDELING							
Dijktraject								
Maximaal t Betrouwba	oelaatbare taalkans dijktraject arheidsindex dijktraject		P _{ma} β _{ma}	ix ix	=	3.33E-04 [3 3.40 [-	1/jaar] -]	
Fractie van	de lengte gevoelig voor het faalmechanisme		а		=	0.033 [·	-1	
Lengte van	onafhankelijke, equivalente vakken		b		=	50 [i	- m]	
Lengte van	het dijktraject		L _{traj}	iect	=	24500 [I	m]	
Lengte-effe	ectractor		IN		=	17.33 [·	-]	
Faalkanseis	doorsnede incl. lengte-effeect						,	
Faalkanseis	doorsnede niveau		ω Poir	den	=	7.69E-07 [-] 1/iaar]	
Betrouwba	arheidsindex doorsnedeniveau		β _{eis}	dsn	=	4.81 [-	-]	
UITGANG	SPUNTEN BEREKENING							
Algemeen								
Constructie	iodel of versterkte diik?		ia/nee =		=	ia [-]		
Constructie	e met verankering?		ja/r	nee	=	ja [·	-]	
Faalkansde	compositie onafhankelijke oorzaken							
Verdeling o	onafhankelijke oorzaken				=	33% [%]	
Faalkanseis	onafhankelijke oorzaak		P _{eis;dsn;deel} =		=	2.56E-07 [1/jaar]		
Schadefact	or		Peis;dsn;deel		=	5.02 1.163 [-]		
			ri,e	15			1	
BEPALIN	G SCHEMATISERINGSFACTOR							
Geotechnis	che instabiliteit							
Keuze sche	matiseringsfactor:		Yb;geo		=	= 1.013 [-]		
Percentage	e van toelaatbare faalkans		P _{f,g}	eo	=	2.56E-07 [. 100% [%	1/Jaar] %]	
Tabel 1 Uitwe	rking schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit							
Si	Schematisering	P(S _i)	SF	ΔSF	F(D S _i)	β	P _f (D S _i)	$P_f(D S_i) \cdot P(S_i)$
0	[-] Basis schematisering	[-] 0.6	1 30	0.00	1 178	5 119	[1/jaar] 1 54E-07	[1/jaar] 9.23E-08
1	Aangepaste grondopbouw (+0.5 m klei)	0.1	1.29	-0.01	1.167	5.045	2.26E-07	2.26E-08
2	Aangepaste ligging freatische lijn (NAP +3,9)	0.1	1.28	-0.02	1.156	4.972	3.31E-07	3.31E-08
3	Aangepast restprofiel (vlak)	0.1	1.26	-0.05	1.131	4.805	7.72E-07	7.72E-08
4 5	Aangepaste indringingsdiepte (3 m)	0.1	1.28	-0.02	1.158	4.985	3.09E-07	3.09E-08
6								
7								
8								
10								

Falen van constructie			
Keuze schematiseringsfactor:	γ _{b;str}	=	1.116 [-]
Totale faalkans S ₀ t/m S ₁₀	P _{f;str}	=	2.56E-07 [1/jaar]
Percentage van toelaatbare faalkans		=	100% [%]





SPREADSHEET	
SCHEMATISERINGSFACTO	R

 $P_f(D|S_i) = P_f(D|S_i) \cdot P(S_i)$

[1/jaar]

1.62E-09

9.46E-07

5.00E-07

1.01E-06

9.13E-08

[1/jaar] 9.73E-10

9.46E-08

5.00E-08

1.01E-07

9.13E-09

versie 0.40

β

[-]

5.919

4.765

4.892

4.751

5.216

F(D|S_i)

[-]

1.298

1.125

1.144

1.123

1.192

Project Projectcode Onderwerp Adviseur Datum	Voorbeeldenboek Bergambacht 103638 Bepaling schematiseringsfactor voor Bergambacht: damwand ir. P. Lamens 2-5-2018					
Tabel 2 Uitwe	rking schematiseringsfactor voor falen van constructie					
Si	Schematisering	P(S _i)	M	ΔM		
[-]	[-]	[-]	[kNm/m]	[%]		
0	Basis schematisering	0.6	613	0.0%		
1	Aangepaste grondopbouw (+0.5 m klei)	0.1	695	13.3%		
2	Aangepaste ligging freatische lijn (NAP +3,9)	0.1	686	11.9%		
3	Aangepast restprofiel (vlak)	0.1	696	13.5%		
4	Aangepaste indringingsdiepte (3 m)	0.1	663	8.1%		
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Falen van verankering

9 10

Keuze schematiseringsfactor:	Yb;anker	=	1.078 [-]
Totale faalkans S ₀ t/m S ₁₀	P _{f;anker}	=	2.56E-07 [1/jaar]
Percentage van toelaatbare faalkans		=	100% [%]

Tabel 3 Uitwerking schematiseringsfactor voor falen van verankering Si Schematisering P(S_i) F ΔF $F(D|S_i)$ β $P_f(D|S_i) - P_f(D|S_i) \cdot P(S_i)$ [-] [-] [-] [kN/anker] [%] [-] [-] [1/jaar] [1/jaar] 0 Basis schematisering 0.6 1143 0.0% 1.254 5.626 9.23E-09 5.54E-09 1 Aangepaste grondopbouw (+0.5 m klei) 0.1 1201 5.0% 1.191 5.205 9.69E-08 9.69E-09 1.66E-07 2 Aangepaste ligging freatische lijn (NAP +3,9) 0.1 1214 6.2% 1.176 5.104 1.66E-08 1285 12.4% 4.590 2.22E-06 2.22E-07 3 Aangepast restprofiel (vlak) 0.1 1.098 Aangepaste indringingsdiepte (3 m) 4 0.1 1163 1.8% 1.232 5.478 2.15E-08 2.15E-09 5 6 7 8

Schematiseringsfactor v0.40_Bergambacht_final



G.2 Ankerkrachttoename door zakkende grond

SETTLEMENT LOADS ON TIE-RODS

Calculation conform CUR 166, 4th print, 2005 Version and date: 0.2 (28-2-2011)



Value

Unit

Variable

Project:	POVM Bergambacht voorbeeldenboek: damwand BEEM
Projectcode:	103638
Subject:	Aanvullende kracht in anker door zakkende grond
Prepared by:	T. Naves
Fiepared by.	1. NAVCO

Item	

starting points			
notation of reference level		NAP	
diameter tie rods	D ₀	101,6	mm
axial stiffness of the tie rods	EA	1702537	kN
spacing tie rods	а	2,8	m
angle of tie rods with the horizontal	β	40	degrees
length tie rods	L	25,4	m
tie rod force	F	134,2	kN / tie rod
surface level	Z _{surface}	5,00	m + NAP
tie rod level	Z _{tie rod}	3,00	m + NAP
groundwater level	Zgroundwater	4,00	m + NAP

vertical settlement load on tie rod

Vertical Settlement load on the rod					
is the tie rod in 'non-cohesive' or 'cohesive' soil?		cohesive	soil		

2. calculation for cohesive soil					
undrained shear strength soil C _u 29 kPa					
factor for shear load on tie rod due to settling soil (default value = 5)	α	9	-		
vertical load on tie rod $q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$	q _{z;soil}	22,6	kN/m		
self-weight tie rod	q _{z;self-weight}	0,6	kN/m		
vertical load on tie rod (including self-weight)	qz	23,2	kN/m		

increase of tie rod force due to settlement load - case 1: unlimited deformation

- iterative calculation based on the formula: $\alpha \cdot (1+\alpha)^2 = \left(\frac{q_0 L}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{4\pi^2 F\left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{k'L}\right)}$

vertical load on tie rod	q _z	23,2	kN/m
maximum load based on sinusoidal waveform $q_0 = q_z \cdot 4/\pi$	q ₀	29,5	kN/m
bending stiffness sheetpile	El _{sheetpile}	1,38E+05	kNm²/m
horizontal subgrade reaction modulus	k	4500	kN/m ³
wavelength $\lambda = \sqrt[4]{4EI/c}$	λ	3,33	m
relative stiffness of sheetpile wall	k'	41933	kN/m
ratio of tie rod force increase (calculate by iteration)	α	15,03	-
increase of tie rod force $F = g = F$	$\Delta F_{tie rod}$	2017,4	kN
maximum settlement of the tie rod $y_0 = L \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F}\right) \cdot \frac{1}{\pi^2} \cdot \frac{1}{1 + \alpha}$	Уo	0,90	m

increase of tie rod force due to settlement load - case 2: limited deformation

- iterative calculation based on the formula: $\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha_n)$	α) $\cdot \frac{-}{n^3}$	-3,77787E+16	
limited settlement of the tie rod	y _n	0,2	m
ratio of y_n and y_0 (maximum settlement) $n = \frac{y_0}{y_n}$	n	4,49	-
ratio of tie rod force increase (calculate by iteration)	α _n	3,11	-
part of the tie rod that is supported $\beta = 1 - \frac{\alpha}{\alpha_n \cdot n^2}$	βxL	19,3	m
increase of tie rod force $\Delta F = a_n \cdot F$	$\Delta F_{tie rod}$	417,8	kN

1



G.3 Constructieve toets damwandprofiel

Bos Witteveen						
project:	Voorbeeldenboek Bergambacht					
projectcode:	103638					
onderdeel:	Toetsen damwandprofiel - TR Langsconstructies					
opgesteld door:	T. Naves					
datum opgesteld:	31-5-2018					

spreadsheet DAMWAND EIGENSCHAPPEN & DOORSNEDE TOETSING versie 0.50

TITEL

Berekening van (on)gecorrodeerde eigenschappen van een damwand en volledige doorsnede toetsing conform TR Langsconstructies

UITGANGSPUNTEN							
algemeen							
taal		=	NL				
sheet pile properties							
type damwand			AZ 38-700				
profiel type [Z / U]		=	Z				
profiel breedte	b	=	700 mm				
profiel hoogte	h	=	500 mm		I	7	
flensdikte	t _f	=	18,0 mm		\rightarrow	\backslash	
lijfdikte	tw	=	12,2 mm	툴 bf = 457 n	ım		
hoek lijf	α	=	63,2 °	8 X tu = 12.2 mm			lw = 540 mm
weerstandsmoment	W	=	3800 cm ³ /m ¹	us II			\
traagheidsmoment	1	=	94840 cm4/m1		a = 63.2		\sum_{i}
doorsnede oppervlakte	A	=	229,7 cm ² /m ¹	×	u = 00,2	- <u>/</u>	
verfoppervlak (eenzijdig)	Ac	=	1,46 m ² /m	· Tr tf = 18,0 mm ←	h =	700 mm	\rightarrow
flensbreedte	b _f	=	457 mm		0 -	700 1111	
lijflengte	l _w	=	540 mm				
corrosie eigenschappen				staal eigenschappen			
berekening corrosie		=	per jaar	E-modulus	E	=	2,10E+08 kN/m ²
levensduur	Т	=	1 jaar	volumiek gewicht	γ	=	7850 kg/m ³
corrosie voorzijde	U _{c;1}	=	1,2 mm/jaar	staalkwaliteit		=	S390 GP -
corrosie achterzijde	U _{c:2}	=	1,2 mm/jaar	vloeigrens	f _v	=	390 N/mm ²
corrosie totaal	u _{c;tot}	=	2,4 mm/1 jaa	r			
belastingen				factoren			
buigend moment	M _{Ed}	=	880,3 kNm/m ¹	partiële factor weerstand dwarsdoorsnede	γмо	=	1,00 -
dwarskracht	V _{Ed}	=	321,4 kN/m ¹	partiële factor voor instabiliteit	Υ _{M1}	=	1,10 -
normaalkracht	N _{Ed}	=	440 kN/m ¹				
kniklengte	1	=	14 m				
waterdrukverschil	w	=	1 m				
BEREKENINGEN							
eigenschappen			intiëel geo	orrodeerd			
doorsnede oppervlakte	А	=	229,7	194,7 cm ² /m ¹			
elastisch weerstandsmoment	Wel	=	3800	3292 cm ³ /m ¹			
traagheidsmoment	1	=	94840	82159 cm ⁴ /m ¹			
buigstijfheid	EI	=	199164	172533 kN/m ² /m ¹			
axiale stijfheid	EA	=	4823700	4087860 kN/m ¹			
doorsnedeklasse	klasse		2	2 -			
reductie factor corrosie		=	0,87 -				


VOLLEDIGE DOORSNEDE TOETSING

project:	Voorbeeldenboek Bergambacht
projectcode:	103638
onderdeel:	Toetsen damwandprofiel - TR Langsconstructies
opgesteld door:	T. Naves
datum opgesteld:	31-5-2018

spreadsheet DAMWAND EIGENSCHAPPEN & DOORSNEDE TOETSING versie 0.50

VOLLEDIGE DOORSNEDE TOETSING	Toetsing conform	n TR langs	constructies	
toetsing buigend moment			intiëel	gecorrodeerd
rekenwaarde momentcapaciteit	M _{c;Rd}	=	1482	1284 kNm/m ¹
unity check (≤ 1)		=	0,59	0,69 -
toetsing dwarskracht			intiëel	gecorrodeerd
afschuifoppervlakte lijf	Av	=	8401	6748 mm ² /m
rekenwaarde dwarskrachtcapaciteit	V _{pl;Rd}	=	1892	1519 kN/m ¹
unity check (≤ 1)		=	0,17	0,21 -
toetsing knik			intiëel	gecorrodeerd
kritische normaalkracht	N _{cr}	=	10029	8688 kN/m ¹
unity check kritische normaalkracht	N _{Ed} /N _{cr}	=	0,044	0,051 -
controle knik?	$N_{Ed}/N_{cr} > 0.04$	=	ja	ja -
slankheid dwarsdoorsnede	λ	=	0,945	0,935 -
imperfectiefactor (knikkromme d)	α	=	0,76	0,76 -
factor $\Phi = 0.5[1+\alpha(\lambda - 0.2)+\lambda^2]$	Φ	=	1,230	1,216 -
reductiefactor voor knikvorm	χ	=	0,496	0,501 -
buckling check (≤ 1)		=	0,86	0,99 -
toetsing buigend moment + normaalkracht			intiëel	gecorrodeerd
normaalkracht verwaarlozen?		=	nee	nee -
(gereduceerde) momentcapaciteit	M _{N;Rd}	=	1409	1209 kNm/m ¹
unity check (≤ 1)		=	0,62	0,73 -

ii_check_Sheet pile properties and verification v0.50 Bergambacht



spreadsheet GROUTINJECTIEANKERS

versie 2.20

Toets ankersysteem G.4

Witteve	en -
project:	POVM Bergambacht voorbeeldenboek: damwand
projectcode:	103638
onderdeel:	Toetsing ankersysteem
adviseur:	P. Lamens
datum opgesteld:	31-5-2018

TITEL Berekening van groutinjectieankers conform BEEM - TR langsconstructies

UITGANGSPUNTEN schematiseringsfactor

OIT CARGOT ON LIN							
schematiseringsfactor			1,08	algemeen			
				taal		=	NL
belasting per strekkende meter			1,08	refentieniveau		=	NAP
richting ingevoerde belasting		=	onder hoek -	maatgevende sondering		=	DKM001
BEEM fase 5)	Pmax (EE	M) =	1218 kN/anker				
BEEM fase 4b)	Prep	=	1078 kN/anker				
belasting per anker				geometrie algemeen			
				maaiveldniveau actieve zijde		=	5,00 m+NAP
				maaiveldniveau passieve zijde		=	1,67 m+NAP
onder hoek (BGT)	Prep	=	1078 kN/anker	bovenkant damwand		=	5,00 m+NAP
onder hoek (UGT)	P _{max}	=	1218 kN/anker	onderkant damwand		=	-17,50 m+NAP
rekenwaarde belasting constructieve onderd	elen			geometrie verankering			
ankerstang	Pd	=	1644 kN/anker	anker zijde		=	links -
groutlichaam	Pard	=	1447 kN/anker	hoek ankers met horizontaal	α	=	40 °
	9.0			hart-op-hart afstand	а	=	2,80 m
				overlengte ankerstang	Lover	=	0,50 m
				verankeringsniveau		=	3,00 m+NAP
veiligheidsfactoren en benodigde controles				bovenkant groutlichaam		=	-13,00 m+NAP
veiligheidsklasse		-	RC3	onderkant groutlichaam		=	-19,11 m+NAP
tijdelijke of permanente constructie?		-	permanent	lengte groutlichaam	LA	=	9,50 m
controle op ankeruitval benodigd?		=	ia	lengte ankerstang	L _{staaf}	=	34.89 m
controleproef op ieder anker benodigd?		-	ja	horizontale lengte achter damwand	Lhor	=	26,35 m
reductiefactor	ξ.,	=	1.00 -				
partiële materiaalfactor	γ	=	1.20 -		1 has a 00 05 m		
	· a			<	LII0I = 28,35 III		\longrightarrow
partiële factoren stalen gording							2 00 maNA
partiële materiaalfactor	YMO	=	1.00 -				
partiële materiaalfactor CAL	YMOLCAL	=	1.00 -				
partiële factor permanente belasting	YG	=	1.32 -				
partiële factor variabele belasting	70	=	1.65 -	Lettrof = 24.9	0.0		
partiële factor belasting calamiteit	YCAL	=	1.65 -	Esidai = 34,0	1010		
	7 GAL		.,				
corrosie							-13.00 m+NA
berekening corrosie		-	per jaar	La = 9,50 m			
		ankaretaaf	aordina				-19,11 m+NA
corrosie per jaar	-	0.065	0 024 mm/isar rondon	-			
levensduur	-	100	100 iaar				
correctio tiidena levenaduur	-	6 50	2.40 mm rondom	damwand ankerstaaf	groutlichaam	richting	ingevoerde belasting
conosie ajuens ievensduul	-	0,50	2,40 000000	L			

BEREKENING VAN ANKERSTAAF, GROUTLICHAAM EN GORDING ankerstaaf

type ankerstaaf	Leeuw	anker 101,	6x22,2	
buitendiameter	Do	=	101,6	mm
binnendiameter	Di	=	57,2	mm
wanddikte	t	=	22,2	mm
		=		
		=		
oppervlakte doorsnede	A _{mtg}	=	5538	mm²
oppervlakte doorsnede met corrosie	A _{mtg;corr}	=	3596	mm²
staalkwaliteit		-	E470	
vloeispanning	f _{y:d}	=	515	N/mm ²
breukspanning	f _{t;d}	=	720	N/mm ²
MIN(f _{y;d} ; f _{t;d} / 1,4)	f _{max;d}	=	514	N/mm ²
groutlichaam				
standaard diameter schroefblad	D _{stand.}	=	250	mm
toegepaste diameter schroefblad	D _{keuze}	=	250	mm
overpersing diameter	D _{extra}	=	20	mm
diameter groutlichaam	D _{totaal}	=	270	mm
omtrek groutlichaam	0	=	848	mm
bovenkant groutlichaam		-	-13,00	m+NAP
onderkant groutlichaam		=	-19,11	m+NAP
lengte groutlichaam	L _A	-	9,50	m
schachtwrijvingsfactor	α	-	0,015	-
gemiddelde conusweerstand	q _{c;gem}	=	15,0	MPa
representatieve houdkracht per meter	f _{krep}	=	190,9	kN/m

ontwerpbelasting ankerstaaf	Pd	=	1644 kN
controle sterkte ankerstaaf (unity check \leq 1)			0,89-
controle groutlichaam			
minimale houdkracht groutlichaam	R _{a;min}	=	1813 KN
karakterisitieke houdkracht groutlichaam	R _{ak}	=	1813 kN
rekenwaarde houdkracht groutlichaam	Rad	=	1511 kN
ontwerpbelasting groutlichaam	P _{gr;d}	=	1447 kN

 $\mathsf{R}_{\mathsf{t};\mathsf{d}}$

=

1849 kN

0,96 -

controle houdkracht groutlichaam (unity check ≤ 1)

controle ankerstaaf rekenwaarde sterkte ankerstaaf



project: projectcode: onderdeel: adviseur: datum opgesteld: POVM Bergambacht voorbeeldenboek: damwand 103638 Tootsing ankersysteem P. Lamens 31-5-2018 spreadsheet GROUTINJECTIEANKERS versie 2.20

CONTROLE CAPACITEIT BIJ ANKERUITVAL					
veiligheidsklasse: RC3					
voor veiligheidsklasse RC3 dient de uitval van	en anker voor a	lle damwan	dconstructies gecontro	pleerd worden.	
de resultaten hieronder dienen gebruikt te word	en voor zowel tij	delijke als p	ermanente damwand	constructies.	
ankerstaaf bij ankeruitval					
belasting ankerstang (BGT x 1,5)	P _{rep} x 1,5	=	1617 kN		
rekenwaarde sterkte ankerstang	R _{t,d}	=	1849 kN	controle ankerstaaf bij ankeruitval (unity check ≤ 1)	0,87 -
groutlichaam bij ankeruitval					
belasting groutlichaam (BGT x 1,5)	P _{rep} x 1,5	=	1617 kN		
representatieve houdkracht groutlichaam	Rarep	=	1813 kN	controle groutlichaam bij ankeruitval (unity check ≤ 1)	0,89 -

iii_check_groutankers (CUR 166) v2.2_Bergambacht



Bijlagen Dijknagelontwerp н

SW-Tairen 4.0

Invoerparameters en bezwijkcriteria voor berekening nagels met TALREN Copyrights MAPe Soft for Sweco 2017



V _{calo}	ac Voate			
Vcalo	No Vealo		010/000 1 1	_
		TIR/IPTR IC	CIS/IPC check	Fs
[kN]	1] [kN]	[-]	[-] [kN/m	[-]
3,47	50 3,47	2/1	1/4 7,97	1,36
3,47	72 3,47	2/1	1/4 7,75	
3,47	18 3,47	2 / 1	1/4 7,69	
3,47	90 3,47	2/1	1/4 7,73	
3,47	34 3,47	2/1	1/4 7,64	
	72 18 90 34	3,47 3,47 3,47 3,47 3,47	3,47 2/1 3,47 2/1 3,47 2/1 3,47 2/1 3,47 2/1	3,47 2/1 1/4 7,97 3,47 2/1 1/4 7,69 3,47 2/1 1/4 7,63 3,47 2/1 1/4 7,64

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt - geotechniek@sweco.nl

SW-Talren 4.0

Resultaten toetsing bezwijkcriteria voor berekening nagels met TALREN Copyrights MAPe Soft for Sweco 2017

		_	*
SW	EC	0	Δ

3. TOETSING BEZW	IJKCRITERIA N	IAGEL 1 (c	1 t/m c4)						
Toesang C1 silperiteri grond laag OB Dijksmateriaal	Yadd:grout.*Yadd;3D [-] 1,21	F _{n;max} [kN] 35,5	F _{n;max;d} [kN] 43,0	L _{extern} [m] 11,1	ξ _a ;γ _d [-] 1,14;1,35	q _{s;d} [kPa] 5,6	R _{trek;d} [kN] 42,9	u.c. [-] 1,00	$p_{\omega} = c_{\omega}(\pi + 2) \cdot (1 + s_{\omega} + d_{\omega})$
									$\lambda = \pi = \int_{\beta}^{\pi} \pi i \sqrt{\frac{4EI}{k_s \cdot D}}$
Toetsing C2 laterale g grond laag OB Dijksmateriaal	rondbreuk met r ^{YE} rnagel [-] 1,21	F _{d;max} [kN] 3,5	F _{d;max;d} [kN] 4,2	λ [m] 1,36	γ _{eu} [-] 1,35	P _{ud} [kPa] 216	R _{iateraal;d} [kN] 4,2	u.c. [-] 1,00	$s_{c} = 0.4 \cdot \frac{1}{\lambda} \qquad d_{c} = 0.4 \cdot \arctan \frac{H^{*}}{D}$ $F_{c} \leq p_{c} \cdot D \cdot \frac{\lambda}{D}$
									a.1 Resultaten glijcihelanatyse
Toxtaing C3 dwardwa grond laag OB Dijksmateriaal	Yadd;Ninagel [‡] Yadd; [-] 1,38	N _{nagetd} [kN] 90,9	V _{nagebd} [kN] 7,1	f _{y:d:nagel} [MPa] 650	N _{r;d} [kN] 234	V _{r;d} [kN] 117	σ _{n+d;nagel;d} [MPa] 100	u.c. [-] 0,15	bezwijkorterium zonder vernageld vereist voldoer? G0 gligicirkel 1,05 1.24 nee G1 glijcirkel 1,36 1,36 ja
									3.2 Resultaten toetsing bezwijkonteria nagel
Toessing C4 moment i grond laag OB Dijksmateriaal	en trek nagel me Yadd:Ninagel+Yadd: [-] 1,38	N _{naget,d} [kN] 90,9	V _{nagebd} [kN] 7,1	f _{y:dnagel} [MPa] 650	M _{nagetmax} [kNm] 0,49	M _{nagetk} [kNm] 4,13	M _{negetd} [kNm] 3,51	u.c. [-] 0,14	bezwijkorterium belasting weerstand u.c. voldoef? C1 slipcritterium 43,0 42,9 1,00 ja C2 grondbreuk 4,2 4,2 1,00 ja C3 dwarskracht 0,0 0,00 0,15 ja C4 moment 0,49 3,51 0,14 ja
3. TOETSING BEZWI Toessing C1 slippriteri grond laag OB Dijksmateriaal	IJKCRITERIA N am grout met er Yadd.grout *Yadd.3D [-] 1,21	AGEL 5 (c cherowaar de F _{n,max} [kN] 52,3	1 t/m c4) F _{n;maxcd} [kN] 63,3	L _{extern} [m] 16,4	ξ _a ; γ _d [-] 1,14 ; 1,35	q _{s;d} [kPa] 5,6	R _{trek;d} [kN] 63,2	u.c. [-] 1,00	$p_u = c_u (\pi + 2) \cdot (1 + s_c + d_c)$
									$\lambda = \pi - \frac{\pi}{\beta} = \pi \cdot \sqrt{\frac{4EL}{k_j \cdot D}}$
Toetsing C2 laterale g grond laag OB Dijksmateriaal	rondbreuk met r YF;nagel [-] 1,21	F _{d;max} [kN] 3,5	F _{d;max;d} [kN] 4,2	λ [m] 1,36	Υ _{ου} [-] 1,35	P _{ud} [kPa] 216	R _{iateraal;d} [kN] 4,2	u.c. [-] 1,00	$s_c = 0.4 \cdot \frac{D}{\bar{A}} \qquad d_c = 0.4 \cdot \arctan \frac{H^*}{D}$
									3.1 Resultaten glijci Nelanatyse
Tootsing C3 dwarshra grond laag OB Dijksmateriaal	chrt en trek nage Yadd:Knagel+Yadd; [-] 1,38	N _{nagetd} [kN] 134,0	Vnagetd [kN] 4,8	f _{y:d:nagel} [MPa] 650	N _{rd} [kN] 234	V _{r,d} [kN] 117	Gn+d;nagel;d [MPa] 214	u.c. [-] 0,33	bezwijkcriterium zonder vernageld vereist voldoet? G0 glijcirkel 1.05 1.24 nee G1 glijcirkel 0.00 1.36 nee
									3.2 Resultaten toesing bezwijkonteria nagel
Toessing C4 moment i grond laag OB Dijksmateriaal	en trek nagel me Yadd;Knagel ⁺ Yadd; [-] 1,38	nagetd Nagetd [kN] 134,0	V _{nagabd} [kN] 4,8	f _{y:dnagel} [MPa] 650	M _{nagetmax} [kNm] 0,33	M _{nagetk} [kNm] 4,13	M _{naget/d} [kNm] 2,78	u.c. [-] 0,12	bezwijkortlerium belasting weerstand u.c. voldoef? C1 silpcriterium 63,3 63,2 1,00 nee C2 grontbreuk 4,2 4,2 1,00 ja C3 dwarskracht 0,0 0,00 0,33 ja C4 moment 0,33 2,78 0,12 ja

bestand #VALUE! printtijd 12-06-2018 15:17

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt - geotechniek@sweco.nl



SW-Talren 4.0

Resultaten toetsing bezwijkcriteria voor berekening nagels met TALREN Copyrights MAPe Soft for Sweco 2017

ITR criteria voor ter 1 voor staadoors 2 schachtwriving ICIS criteria voor dw 1 lange styve inki 3 konte styve inki 4 konte flexibele i BPTR trekkracht in na 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inkernni 5 voorgeschrever 0 geen kracht 1 voorgeschrever 0 geen kracht 1 voorgeschrever 0 geen kracht 1 soorgeschrever 0 geen kracht 2 Grondbreuk via 2 Grondbreuk via 2 Grondbreuk via 2 Grondbreuk via 3 Bezwijken nage C Gonder Bezwijken mage C Gondbreuk via 3 Bezwijken mage 2 Gondbreuk factor 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri		mot menen				1	SWEC	。女
ITR criteria voor trei voor staatdoors 2 schachtwrving CIS criteria voor ta 2 lange flexibele 3 korts stiye inki 4 korte flexibele in 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever vijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezvijken nage C4 Bezwijken maat C6 Bezwijken draa 0 gebijkenmateri 5 OB Dijkenmateri 3 OB Dijkenmateri 5 OB Dijkenmateri 3 OB Dijkenmateri 3 OB Dijkenmateri 5 OB Dijkenmateri 5 OB Dijkenmateri 3 OB Dijkenmateri 3 OB Dijkenmateri 5 O	mechanisme vernadeling							
ITR criteria voor trei 1 voei staadoors 2 schachtwriving ICIS criteria voor dw 2 lange flexible 3 korte stijve inkl 4 korte stijve inkl 4 korte stijve inkl 1 voorgeschrever 2 maatgevend op IPCI dwarskracht in na 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 4 laget inklemmi 5 voorgeschrever 0 gern klemmi 5 voorgeschrever 0 gern klemmi 0 Bezwijken nage 0 Bezwijken nage 0 Boljksmateri 0 Boljksmateri 0 Boljksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Bezwijkenting fallen gewend <	the state of the second st							
I vorde saaadoor s 2 schachtwriving CIS criteria voor dw 1 lange stijve inkl 2 lange stijve inkl 3 korte stijve inkl 4 korte fickibele i IPTR trekkracht in na 0 geen kracht voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever 2 wordschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever wordschrever 2 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever wordschrever 2 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever wijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken na C5 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C7 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri S OB Dijksmateri	ia voor trek in de nagel							
ICIS criteria voor dw 1 Large stijve ink 2 Large floxibele 3 korte stijve inkk 4 korte floxibele i IPTR trekkracht in na 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op IPCI dwarskracht in 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 4 Large inklemmi 5 voorgeschrever 2 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken ange C6 Bezwijken ange C6 Bezwijken ange C6 Bezwijken ange 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmate	staaldoorsnede is maatgevend chtwriving grout is maatgevend							
ICIS criteria voor dw 1 dange stijve ink 2 lange flive ink 4 korte flive ink 4 korte flexibele in IPTR trekkracht in na 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 1 CI dwarskracht in 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever 2 gen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever 2 gen kracht 6 Bezwijken nage C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken mage C6 Bezwijken mage 1 00 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 4 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmater	Antining grout to mangerona							
1 lange stijve inkl 2 lange flexibele i 3 korte stijve inkl 4 korte stijve inkl 4 korte stijve inkl 0 geen kracht 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inklemin 5 voorgeschrever asalgevend op asalgevend op 4 lange inklemin 5 voorgeschrever szwijkmechanismen C1 C1 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken mate C5 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri	ia voor dwarskracht in de nagel							
A Big machade A Big m	stijve inklemming							
4 korte flexibele in IPTR trekkracht in na 0 geen kracht in 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever szwijkmechanismen C1 C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C6 Bezwijken draa TOETSING BEZWIJKCRIT Bed Dijksmateri 1 06 Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 3 OB Dijks	stijve inklemming							
IPTR trekkracht in na 0 geen kracht 1 vorgeschrever 2 maatgevend op 1 vorgeschrever 2 maatgevend op 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 Lange inkternin 5 voorgeschrever zwijkmechanismen C1 C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Dezwijken mate 2 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmater	flexibele inklemming							
IP IN TREAMACH IN A O geen kracht I voorgeschrever a maatgevend op a maatgevend op a maatgevend op iPCI dwarskracht in i o geen kracht voorgeschrever z maatgevend op in saatgevend op a maatgevend op a Bezwijken maatgevend op a ma								
I voorgeschrever Z maatgevend op maatgevend op matgevend op matgevend op matgevend op geen kracht voorgeschrever z maatgevend op a matgevend a B Dijksmater a B Dijksmater	acnt in nagels:							
2 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 1 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inktemit 5 voorgeschrever 2 maatgevend op 4 lange inktemit 5 voorgeschrever 2 maatgevend op 4 lange inktemit 5 voorgeschrever 2 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C7 Bezwijken mate C7 Bezwijken mate C8 Bezwijken mate C9 Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 3 OB Dipkemateri 5 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 5 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 5 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 3 OB Dipkemateri 5 OB Dipkemateri 1 0 B Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 5 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 5 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri S OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 2 OB Dipkemateri 5 OB Dipkemateri	jeschreven kracht op extern gede	elte						
3 matgevend op IPCI dwarskracht in 0 geen kracht 1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever zwijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C7 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C7 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C7 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C7 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C7 Bezw	gevend op nageldeel buiten cirkel	I						
IPCI dwarskracht in 0 geen kracht 1 vorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 Lange inklemmi 5 voorgeschrever zwijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken draak C8 Bezwijken draak C8 Bezwijken draak 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 draagkracht fac	gevend op nageldeel binnen cirke	al						
C geen kracht Voorgeschrever voorgeschrever voorgeschrever voorgeschrever voorgeschrever zwijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken nage C4 Bezwijken nage C6 Bezwijken nage C7 Bezwijken nage C7 Bezwijken nage C8 Bezwijken nage C9 Dijkemateri S0 De Dijkemateri	skracht in nanels							
1 voorgeschrever 2 maatgevend op 3 maatgevend op 4 tange inklemmi 5 voorgeschrever zwijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C5 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C7 Bezwijken mate C8 Bezwijken mate C9 Dijkenateri OB Dijkenate	kracht							
2 matgevend op 3 matgevend op 4 lange inklemmi 5 voorgeschrever zwijkmechanismen C1 Grootbreuk via C2 Grootbreuk via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 draagkracht fac Dezwijkenterium facing nag C6 draagkracht facing C6 draagkracht fac	jeschreven kracht op extern gede	elte						
3 Image inkleming 4 Large inkleming 5 voorgeschrever zwijkmechanismen C1 C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken draa TOETSING BEZWIJKCRIT George eeste C5 Bezwijken draa maged draagkracht 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 DB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 6 Ge magkracht factor 7 OB Dijksmateri 6 Ge magkra	gevend op nageldeel buiten cirkel	al						
5 voorgeschrever zwijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C5 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C7 DETSING BEZWIJKCRIT C7 Marken 1 00 Dijksmateri C8 DB Dijksmateri C9 DD DIjksmateri	inklemming aan beide zijden							
zwijkmechanismen C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C6 Bezwijken	jeschreven dwarskracht							
C1 Grondbreuk via C2 Grondbreuk via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri								
C2 Grondbreak via C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 Bezwijken mate C6 De Disken frank som of the terminal som of terminal som	dbreuk via axiale interactie (slipcr	iterium schachtwriiv	ing) tussen nagel er	arond				
C3 Bezwijken nage C4 Bezwijken nage C5 Bezwijken nage C5 Bezwijken draa TOETSING BEZWIJKCRIT angel draagkracht 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 De Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OK Sagevend (via Invoer Tairen):	dbreuk via laterale interactie (draa	agvermogen) tussen	nagel en grond	-				
C4 Bezwijken nage C5 Bezwijken draa C6 Bezwijken draa TOETSING BEZWIJKCRIT mummer grondlaag nagel draagkracht 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 Dijksmateri 6 Dijksmateri 5 Dijksmateri 6 Dijks	rijken nagel op dwarskracht (inclu	sief normaalkracht)	t.g.v. plastische ver	vorming				
CG Bezwijken mate CG Bezwijken draa TOETSING BEZWIJKCRIT en of the second se	ijken nagel op moment (incl. nom	naalkracht en dwars	kracht) t.g.v. plastis	che vervorming				
TOETSING BEZWIJKCRIT nummer grondlaag nagel draagkracht 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Di	vijken draagvermogen ondergrond	d onder facing						
TOETSING BEZWIJKCRIT nummer grondlaag nagel draagkracht 1 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 4 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 1 08 Dijksmateri 3 09 Dijksmateri 3 09 Dijksmateri 1 08 Dijksmateri 3 09 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 5 00 Di								
animer Grondlaag nagel draagkracht 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Soment facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	/IJKCRITERIA FACING (c5 t/r	n c6)						
nummer gronalaag nagel draagkracht 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 1 OB	facing met rekenwaarden							
OB Dijksmateri OB Dijks	naag γ _{add;tacing+str} +γ _a gkracht [-]	dd;3 Nnaget;d [kN]	[mm]	[mm]	^I y;d;facing [MPa]	[kNm/m]	fkNm1	u.c. [-]
2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 1 OB	ijksmateriaal 1,38	90,90	810	30	270	22,72	40,50	0,56
3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB	ijksmateriaal 1,38	101,70	810	30	270	25,43	40,50	0,63
5 OB Dijksmateri oB Dijksmateri nummer grondlaag nagel draagkracht 1 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmat	lijksmateriaal 1,38 lijksmateriaal 1,38	113,12	810	30	270	28,28	40,50	0,70
nummer grontilana nagel draagkracht 1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 uter citerium CS: nuit criterium CS: nuit criterium CS: nuit criterium CS: nuit criterium CS: nuit criterium CS: nuit criterium CS: bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	Jijksmateriaal 1,38	134,02	810	30	270	33,50	40,50	0,83
nummer naged 1 08 Dijksmateri 2 08 Dijksmateri 3 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 1 08 Dijksmateri 5 08 Dijksmateri 1 08 Dijksmater								
nummer grondlaag nagel draagkracht 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 1 OB Dijksmateri 6 OB Dijksmateri 1 OB	euß facing							
1 OB Dijksmateri 2 OB Dijksmateri 3 OB Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 6 Dijksmateri 7 OB Dijksmateri 8 OB Dijksmateri 9 Dijksmateri 9 OB Dijksmateri 9 <td>llaag γ_{add,tacing:geo}+γ_a gkracht [-]</td> <td>idd;3 N_{facing:geo;d} [kN]</td> <td>c_{u;k} [kPa]</td> <td>s_c [-]</td> <td>c_{u:d} [kPa]</td> <td>σ'_{max;d;tacing} [kPa]</td> <td>R_{d;facing} [kN]</td> <td>u.c. [-]</td>	llaag γ _{add,tacing:geo} +γ _a gkracht [-]	idd;3 N _{facing:geo;d} [kN]	c _{u;k} [kPa]	s _c [-]	c _{u:d} [kPa]	σ' _{max;d;tacing} [kPa]	R _{d;facing} [kN]	u.c. [-]
2 Ob Dijksmateri 3 Ob Dijksmateri 4 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri 5 OB Dijksmateri mult criterium C5: uit criterium C5: uit criterium C5: bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	ijksmateriaal 1,21	79,99	40,0	1,2	29,6	183	119,94	0,67
CB Dijkemateri OB Dijkemateri S OB Dijkemateri OB Dijkemate	ijksmateriaal 1,21 Nikemateriaal 1,21	89,50	40,0	1,2	29,6	183	119,94	0,75
5 OB Dijksmateri nuit criterium CS: nuit criterium CS: adgevend (via invoer Talren): International CS moment facing CS moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	ijksmateriaal 1,21	110,18	40,0	1,2	29,6	183	119,94	0,92
nuit criterium CS: nuit criterium CS: nuit criterium CB: atgevend (via invoer Talren): Restances Comment facing nag CS moment facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	ijksmateriaal 1,21	117,94	40,0	1,2	29,6	183	119,94	0,98
nuit criterium CS: nuit criterium CS: adgevend (via invoer Talten): Pesufiaten tottsing berwei bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	anikerkracht on faciner							
nut criterium C6: aatgevend (via invoer Talten): bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkacht fac bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	Nnagel:	d = 134,02						
Bezwijkeriterium facing nag CS moment facing C6 draagkracht fac bezwijkeriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkeriterium facing nag C6 draagkracht fac bezwijkeriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	N _{facing.geo;}	d = 109,04						
Besufficter tortsing berwin bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C6 draagkracht fac	rrandh): Ti	x = 134,02						
bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	g bezwijkoriteria facing					1		
C5 moment facing C6 draagkracht fac Dezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	facing nagel 1	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?			
C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	ent facing	22,7	40,5	0,56	ja			
bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	Jkracht facing	80,0	119,9	0,67	ja			
C5 moment facing C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	facine accel 0	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?			
C6 draagkracht fac bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	acing hagel 2	25,4	40,5	0,63	ja			
bezwijkcriterium facing nag C5 moment facing C6 draagkracht fac	ent facing	89,5	119,9	0,75	ja			
C5 moment facing C6 draagkracht fac	iacing nagel 2 ent facing jkracht facing	belasting	weerstand	цс	voldoet?			
C6 draagkracht fac	acong nagel 2 ent facing jkracht facing	28.3	40.5	0,70	ja			
	lacing nagel 2 ent facing jkracht facing 'acing nagel 3 ent facing	99,5	119,9	0,83	ja			
	racing nagel 2 eint facing gkracht facing facing nagel 3 ent facing gkracht facing	had a						
bezwijkcriterium facing nag	racmg nagel 2 ent facing jkracht facing facing nagel 3 ent facing jkracht facing	belasting	weerstand	U.C.	voldoet?			
C6 draagkracht fac	aramg nagel 2 enf facing gkracht facing facing nagel 3 ent facing gkracht facing acing nagel 4 exit facing	94.9	4U,D	0,92	ja			
0	racing naget 2 ent facing gkracht facing ant facing ykracht facing ykracht facing acing naget 4 ent facing fixacht facing	31,3 110,2	119,9					
bezwijkcriterium facing nag	varung nagel 2 ent facing jkracht facing acing nagel 3 ent facing jkracht facing facing nagel 4 ent facing jkracht facing	31,3 110,2	119,9					
C5 moment facing C6 draagkracht fac	arang ngel 2 ent facing jkracht facing acing nagel 3 ent facing jkracht facing facing nagel 4 ent facing jkracht facing acing nagel 5	31,3 110,2 belasting	119,9 weerstand	u.c.	voldoet?			
	vacang nagei 2 ent facing gkracht facing facing nagel 3 ent facing jkracht facing jkracht facing jkracht facing kracht facing kracht facing kracht facing kracht facing	31,3 110,2 belasting 33,5 117.9	119,9 weerstand 40,5	u.c. 0,83	voldoet? ja			

#VALUE! 12-06-2018 15:17 bestand printtijd

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt - geotechniek@sweco.nl

I Bijlagen JLD-ontwerp

I.1 Toetsing deelfaalmechanismen

blad	1 van 17
projectnr.	411708
titel	Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



Samenvatting constructieve toets

Uitgangspunten van de kering							
Kadetraject	15-2						
Type kering	Primair						
Ondergrens / T =	1:3000						
L _{traject}	24,5				[km]		
Faalkans t.b.v. macrostabiliteit binnenwaarts	4%						
Schematiseringsfactor	Bereken	≥n					
ls er een opbarstsituatie?	Nee						
3D-factor	1.10	[-]					
Reductie puntdruk t.g.v. MHW (holocene lagen)	0,97	[-]					
Reductie puntdruk t.g.v. MHW (pleistocene lagen)	0,97 [-]						
Groepseffect-factor kopplaat/LDP in de dwarsrichting van de dijk	1,00 [-]						
Gewenste levensduur	100 [jaar]						
Is er 100% controle op alle klapankers	Nee						
Aantal beschikbare sonderingen	10 of meer						
			Rij				
Optredende krachten		1	2	3	Maatgevend		
M _{LDE;plx} = Maximaal optredend moment in het LDE	=	14,5	14,1	13,1	15 [kNm]		
F _{LDE;dw;plx} = Maximaal optredende dwarskacht in het LDE	=	8,51	8,51	8,0	8,5 [kN]		
F _{NB;dw;plx} = Optredende dwarskracht t.h.v. overgang LDE - LDP	=	2,45	1,8	2	2,5 [kN]		
F _{AKS;dw;plx} = Optredende dwarskracht aan het einde van het LDE	=	1,26	0,3	0,1	1,3 [kN]		
F _{trekplx} = Maximale trekkracht in de ankerstang	=	85,4	82,3	79,4	85 [kN]		
F _{kplr} = Maximale ontwerpwaarde draagkracht kopplaat	=	106	106	106	106 [kN]		
$F_{slip;LDE}$ = De slipkracht in het LDE-element	=	12,3	15,5	15,5	16 [kN]		

Toetsresultaten		UC
STR1: Bezwijken LDE door combinatie dwarskracht en normaalkracht	$\sigma'_{LDE;com} / \sigma'_{LDE;r}$	0,07
STR2: Bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkracht	$N_{LDE'd} / N_{b;Rd} + M_{LDE;d} / M_{Rd}$	0,83
STR3: Bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht	$= \sigma_{LDE;com} / \sigma_{LDE;r}$	0,87
STR4: Bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkra	$\sigma_{LDE;com} / \sigma_{LDE;r}$	0,87
STR4: Bezwijken naspanbout door combinatie dwarskracht en normaalkrach	$\sigma_{\text{CBS;NB}} / \sigma_{\text{toel;NB}}$	0,40
STR4: Bezwijken ankermof naspanbout door normaalkracht	L _{tapgat;min} / L _{mof}	0,33
STR4: Bezwijken ankermof klapanker door normaalkracht	L _{tapgat;min} / L _{mof}	0,33
STR5: Constructief bezwijken kopplaat	N _{LDP;d} / N _{LDP;RD}	n.t.b.
STR6: Constructief bezwijken klapanker	= F _{AKV;d} / N _{klapanker;d}	0,59
SSI1: Snijden van de grond tussen de JLD-Dijkstabilisatoren	Invoer Plaxis: 34,3 [kN/m]	
SSI2: Bezwijken houdkracht klapanker	F _{AKV;r} / F _{AKV;mx;r}	0,52
SSI3: Slip LDE	Invoer Plaxis: 2,62 [kN/m]	
SSI3: Verlies draagvermogen grond onder de kopplaat tijdens MHW	= N _{MHW} / F _{uitv}	1,00
SSI3: Verlies draagvermogen grond onder de kopplaat tijdens de uitvoering	= N _{uitv;d} / F _{uitv}	1,00



blad2 van 17projectnr.413509titelConstructieve toets JLD-Dijkstabilisator ringdijk Watergraafsmeer



Geotechnische uitgangspunten

Globale geometrie						
Breedte kruin				9	[m]	
Hoogte kuin	5	[m NAP]				
Breedte binnentalud	12,5	[m]	5			
Hoogte achterland				0	[m NAP]	
Aantal rijen JLD-Dijkstab	oilisato	oren		3	[-]	
Aanname van de zwel va	an het	dijklich	naam	20	[mm]	
						0
Toegepaste elementen						
Type LDP	Кс	opplaat	0.90 * 1	.00 m	[-]	
Type LDE		LDE	0,25 m	breed	[-]	-5
Type ankerstaaf			К	60-22	[-]	-5
Type ankervoet			JI	LD 2.6	[-]	
Afmetingen Dijkstabilis	ator	NR 1	NR 2	NR 3		-10
Hoek t.o.v. horizontaal		30	30	30	[⁰]	
Positie t.o.v. binnenteer	ı	0,79	4,5	8,15	[m]	
Lengte LDE		15,5	16,6	17	[m]	
Lengte ankerstang		21	23,7	27,1	[m]	-15
Diepte LDE		-7,9	-7,0	-5,7	[m t.o.v. NAP]	
Diepte ankervoet		-10,7	-10,6	####	[m t.o.v. NAP]	
Referentieafstand in Pla	xis	1,0	1,0	1,0	[m]	
Ontwerp h.o.h. afstand		1,0	1,0	1,0	[m]	-20







blad projectnr. titel	3 van 17 411708 Constructieve toets JLD-Di	jkstabilisator PPE, ı	rij 1 t/m 3			anteagroup
Geotech	nisch bezwijken					
Foutenboo	m falen dijktraject					
T = P _{o;st} =	Overbelastingskans stabili Overscheidingskans van de	teit e stabiliteit	=	1/T	= =	3000 [jaar] 0,00033 [per jaar]
Normgetal = : Maximaal toe Normklasse	signaalwaarde = middenka elaatbare kans op overstroi	ns ming = middenkans	5 *3		= = =	0,0001 [per jaar] 3,33E-04 [per jaar] 3,33E-04 [per jaar]
	100%	Falen Dijk 3,33E-	traject 04	p.j.		
	100%	Faalmecha 3,33E-	nismen 04	p.j.		
Faalkanseis r	nechanisme					
66% faa	Overige almechanismen 2,20E-04 p.j.	Macro-insta 4% binnenwaart 1,33E-(abiliteit ts (STBI) 05 p.j.	30%	Over incl Duin 1,00E	ig afslag 04 p.j.
Faalkanseis r	nechanisme per dwarsdoo	rsnede		a = 0,03 b = 50 N = 17,3		
	P _{ei}	s,STBI,d 7,69E-0	07 p.j.			
Foutenboo	m falen JLD-Dijkstabil	isator				
		Falen JI Dijkstabili 100% 7,69E-0	_D- sator 07 p.j.			
33%	Geotechnisch falen (GEO) 2,56E-07 p.j.	Constructie 33% (STR) 2,56E-1	ef falen) 07 p.j.	33%	Grond-con interactio 2,56E-	structie e (SSI) -07 p.j.
βeis,S	TBI,dsn 5,02	βeis,STBI,dsn	5,02		βeis,STBI,dsn	5,02
γn γb;ge	1,16 . 1,01	$\gamma_{b;str}$	1,09		γ _{b;ssi}	1,02
γ _{d_sp}	encer 0,95	Υ _{add;3D}	1,10 1 25		Yadd;3D	1,10
γd_Lif γ,	tVan 1,05	Yadd;str	1,25		Yadd;ssi	1,10
7α_Bi γ _{d∈c}	1,00 I,00					
SFhe	n Spencer 1,12					
SFhe	n LiftVan 1,23					
SF _{be}	n_Bishop 1,17					
SF _{be}	 n_EEM 1,17					



blad projectnr. 411708 titel Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



Constructief bezwijken

STR1: Constructief bezwijken LDE door combinatie dwars- en normaalkracht

LDEtype = LDE 0,25 m breed

Partiële factoren

γ _{m1}	=	Materiaalfactor gekoppeld aan geometrische afwijkingen	=	1,15 [-]
γ _{m2}	=	Materiaalfactor die onzekerheden in de sterkte verdisconteerd	=	1,20 [-]
γ_{m}	=	γ _{m1} * γ _{m2}	=	1,38 [-]
η_{ct}	=	Conversiefactor voor temperatuureffecten	=	1,00 [-]
η_{cm}	=	Conversiefactor voor effecten van waterdamp	=	0,90 [-]
$\eta_{cv;p}$	=	Conversiefactor voor effecten van kruip parallel aan de pultrusierichting	=	0,90 [-]
$\eta_{cv;l}$	=	Conversiefactor voor effecten van kruip lateraal aan de pultrusierichting	=	0,47 [-]
$\eta_{c;p}$	=	Conversiefactor sterkte parallel aan de pultrusierichti = $\eta_{ct} * \eta_{cm} * \eta_{cv;p}$	=	0,81 [-]
$\eta_{c;l}$	=	Conversiefactor sterkte loodrecht op de pultrusierich ¹ = $\eta_{ct} * \eta_{cm} * \eta_{cv;l}$	=	0,42 [-]
$\gamma_{add;3D}$	=	3D factor	=	1,10 [-]
$\gamma_{add;str}$	=	Belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen	=	1,25 [-]
$\gamma_{b;str}$	=	Schematiseringsfactor constructieve onderdelen	=	1,09 [-]
$\gamma_{s;t}$	=	partiële weerstandsfactor voor schachtweerstand	=	1,25 [-]
Sterkte	eige	nschappen		
A_{LDE}	=	Doorsnede LDE	=	8519 [mm²]
а	=	De kleinste afmeting van het LDE	=	154 [mm]
b	=	De grootste afmeting van het LDE	=	245 [mm]
W _x	=	Weerstandsmoment om de horizontale as	=	128890 [mm³]
$\sigma'_{LDE;tr}$	=	Maximale treksterkte LDE	=	420 [N/mm²]
$\sigma'_{\text{LDE;dr}}$	=	Maximale druksterkte LDE	=	350 [N/mm²]
$\sigma'_{\text{LDE};\text{proe}}$	_f =	Maximale druksterkte LDE o.b.v. destructieve beproevingen	=	400 [N/mm²]
τ'_{LDE}	=	Maximale dwarse buigsterkte LDE	=	125 [N/mm²]
n _{ini}	=	Verhouding tussen toelaatbare druk en trekspanninggen	=	3,36 [-]
n	=	Verhouding tussen toelaatbare druk en trekspanninggen, inc. tijdseffect	=	6,48 [-]
Bereker	ning	puntdraagvermogen LDE		
f _{punt;d}	=	Maximaal puntdraagvermogen van het LDE = $A_{LDE} * q_{b;max}$	=	17,4 [kN]
$\mathbf{q}_{\mathrm{b;max}}$	=	Max (15 ; $^{1}/_{2} * \alpha_{p} * \beta * s * ((q_{c;l;gem} + q_{c;ll;gem} / 2) + q_{c;ll;gem}))$	=	2,04 [MPa]
α_{p}	=	De paalklassefactor, bepaald conform NEN 9997-1, tabel 7.c	=	0,7 [-]
β	=	De factor die de invloed van de paalvorm in rekening brengt	=	1 [-]
S	=	(1 + (sinφ / r)) / (1 + sinφ)	=	0,87 [-]
r	=	de verhouding b/a	=	1,59 [-]
φ_{punt}	=	φ t.h.v. de punt van het LDE	=	32,5 [⁰]
q _{c;I;gem}	=	De gemiddelde waarde van de conusweerstanden, over het traject I	=	0,95 [MPa]
q _{c;II;gem}	=	De gemiddelde waarde van de conusweerstanden, over het traject II	=	0,95 [MPa]
q _{c;III;gem}	=	De gemiddelde waarde van de conusweerstanden, over het traject III	=	1,25 [MPa]

blad				
projectn	ır.	411708		
titel		Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3		antea group
Bereken	ning	schuifweerstand LDE		
L _{LDE;glij}	=	Lengte van JLD-dijkstabilisator	=	15,5 [m]
OLDE	=	Omtrek van de LDE in de grond	=	0,71 [m]
		Reductie puntdruk t.g.v. maatgevend hoogwater	=	0,97 [-]
q _{c;gem}	=	sondeerweerstand onder MHW; gemiddelde over de lengte van het LDE	=	1,510 [MPa]
α_{kar}	=	karakteristieke waarde voor $lpha$	=	0,008 [-]
C _{kar}	=	karakteristieke waarde voor c	=	0,093 [MPa]
q _{s;k}	=	$\alpha * (q_c + c)$	=	12,46 [kPa]
q _{s;d}	=	$q_{s;k} * \gamma_{s;t}$	=	21,42 [kPa]
$f_{s;d}$	=	$q_{s;d} * O_{LDE} * L_{LDE}$	=	235 [kN]
Beoorde	eling	op druk-/ trek- en dwarskrachten		
$\sigma'_{LDE;r}$	=	Rekenwaarde druksterkte = $(\sigma'_{LDE} * \eta_{c;p}) / \gamma_m$	=	235 [N/mm²]
N _{LDE;d}	=	Maximale normaalspanning in het LDE		
	=	minimum (($f_{s;d} + f_{;punt;d}$) * $\gamma_{add;3D}$ * $\gamma_{add;str}$) ; ($N_{tr;k}$ * $\gamma_{add;3D}$ * $\gamma_{add;str}$ * $\gamma_{b;str}$))	=	127 [kN]
$\sigma'_{\text{LDE;nm}}$	=	Optredende spanning t.g.v. normaalkracht in het LDE	=	15,0 [N/mm²]
V _{LDE;k}	=	Karakterestieke dwarskracht	=	8,51 [kN/m/m]
V _{LDE;d}	=	Maximale ontwerpwaarde dwarskracl = $V_{LDE;plx} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	12,71 [kN/m/m]
$\tau'_{\text{LDE;dw}}$	=	Optredende dwarse spanning $= V_{LDE;d} / A_{LDE}$	=	1,5 [N/mm²]
$\sigma'_{LDE;com}$	=	$v(\sigma'_{\text{LDE;tr}}^2 + n * \tau_{\text{LDE;tr}}^2)$	=	15 [N/mm²]
UC	=	$\sigma'_{\text{LDE;com}} / \sigma'_{\text{LDE;r}}$	=	0,07 [-]
				voldoet



blad projectnr. 411708 titel Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



STR2: Constructief bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkrachtControle knik LDE γ_{m1} =Materiaalfactor gekoppeld aan geometrische afwijkingen=1,15 [-] $\gamma_{m2:knik}$ =Materiaalfactor die onzekerheden in de sterkte verdisconteerd m.b.t. knik=1,40 [-]

i m2;knik				<u>_</u> , io []
γ _{m;knik}	=	Ym1 [*] Ym2;knik	=	1,61 [-]
η_c	=	Conversiefactor sterkte lateraal aan de pultrusierichti $~=~~\eta_{ct}$ * η_{cm}	=	0,81 [-]
E _{LDE}	=	Elasticiteitsmodulus LDE = 27 GPa	=	27000 [N/mm²]
I _{x;LDE}	=	Oppervlaktetraagheidsmoment (om de zwakke as)	=	1381 [cm4]
β_d	=	Reductiefactor	=	1,0 [-]
L _{cr}	=	Kniklengte van het LDE, uitgaande dat knik alleen optreed direct rond he	et gli =	1,0 [m]
N _{cr}	=	$EI * \beta_d * \pi^2 / L_{cr}^2$	=	3679 [kN]
ρ	=	Reductiefactor voor lokaal plooien en lokale imperfecties	=	0,9 [-]
α_{f}	=	Imperfectiefactor	=	0,75 [-]
$\lambda_{f,0}$	=	Plateaulengte van de knikkromme	=	0,5 [-]
λ_{f}	=	Relatieve slankheid = $v(A_{LDE} * \rho * \sigma_{LDE;r} / N_{CR})$	=	0,69 [-]
φ	=	Algemene initiele scheefstand = $0.5 * (1 + \alpha_f * (\lambda_f - \lambda_{f0}) + \lambda_f^2)$	=	0,81 [-]
X	=	Reductiefactor voor de van toepassing zijnde knikvorr = $1/(\varphi + v(\varphi^2 - \omega))$	λ _f ²)) =	0,85 [-]
Beoord	leling	op moment- en druk-/ trekbelasting		
N _{b;Rd}	=	Rekenwaarde van de normaalkrachtcapaciteit inclusief knik	=	1116 [kN]
N _{Rd}	=	Rekenwaarde van de normaalkrachtcapaciteit = $A_{LDE} * \sigma_{LDE;r}$	=	2000 [kN]
M_{Rd}	=	Rekenwaarde van de buigend moment capaciteit = $W_x * \sigma'_{LDE;r}$	=	30,3 [kNm]
$M_{\text{LDE};k}$	=	Karakterestieke waarde buigend moment	=	14,5 [kNm]
$M_{LDE;d}$	=	Rekenwaarde buigend moment = $M_{LDE;k} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	21,7 [kNm]
UC	=	$N_{LDE'd}$ / min($N_{b;Rd}$ of N_{Rd}) + $M_{LDE;d}$ / M_{Rd}	=	0,83 [-]
				voldoet

blad

projectnr.	411708
titel	Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



STR3: Constructief bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht

Partiele	e fact	oren			
γ _{m1}	=	Materiaalfactor gekoppeld aan geometrisch	ne afwijkingen	=	1,15 [-]
γ_{m2}	=	Materiaalfactor die onzekerheden in de ste	rkte verdisconteerd	=	1,20 [-]
γ _m	=	γ _{m1} * γ _{m2}		=	1,38 [-]
γm;staal,vl	o, =	Materiaalfactor staal voor 100 jaar		=	1,02 [-]
γ_{vorm}	=	Vormfactor schroefdraad		=	1,25 [-]
η_{ct}	=	Conversiefactor voor temperatuureffecten		=	1,00 [-]
η_{cm}	=	Conversiefactor voor effecten van waterdar	mp	=	0,90 [-]
$\eta_{cv;p}$	=	Conversiefactor voor effecten van kruip par	rallel aan de pultrusierichting	=	0,90 [-]
$\eta_{cv;l}$	=	Conversiefactor voor effecten van kruip late	eraal aan de pultrusierichting	=	0,47 [-]
$\eta_{c;p}$	=	Conversiefactor sterkte parallel aan de pult	rusierichti = $\eta_{ct} * \eta_{cm} * \eta_{cv;p}$	=	0,81 [-]
$\eta_{c;l}$	=	Conversiefactor sterkte loodrecht op de pu	Itrusierich ¹ = $\eta_{ct} * \eta_{cm} * \eta_{cv;l}$	=	0,42 [-]
$\gamma_{add;3D}$	=	3D factor		=	1,10 [-]
$\gamma_{\text{add;str}}$	=	Belastingeffect-factor voor constructieve or	nderdelen	=	1,25 [-]
$\gamma_{b;str}$	=	Schematiseringsfactor constructieve onder	delen	=	1,09 [-]
Sterkte	eige	nschappen			
Type an	kers	tang		=	K60-22
D	=	Buitenmiddellijn		=	22 [mm]
D _{2min}	=	Flankmiddellijn		=	18 [mm]
A _{tr}	=	Oppervlakte trekstang		=	250 [mm ⁻]
$\sigma_{\text{AKS};k}$	=	Maximale sterkte in de axiale richting		=	1000 [N/mm ²]
$\tau_{\text{AKS};k}$	=	Maximale sterkte in de dwarsrichting		=	225 [N/mm ²]
n _{AKS}	=	Correctiefactor, basalt kunststof		=	4,44 [-]
n _{AKS;r}	=	Correctiefactor, inc. tijdseffect		=	8,57 [-]
Beoord	eling	op trek en dwarskrachten			
$\sigma_{\text{AKS};r}$	=	Rekenwaarde treksterkte	$= \sigma_{AKS;k} / \eta_c$	=	587 [N/mm²]
N _{tr;d}	=	Rekenwaarde trekkracht ankerstang	= $N_{tr;k} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	127 [kN]
$\sigma_{tr;nm}$	=	Rekenwaarde normaalspanning ankerstang	$= N_{tr;d} / A_{tr}$	=	510 [N/mm²]
V _{tr;d}	=	Rekenwaarde dwarskracht ankerstang	= $V_{tr;d} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	1,9 [kN]
$\tau_{\text{tr;dw}}$	=	Rekenwaarde dwarsspanning ankerstang	$= N_{tr;d} / A_{tr}$	=	7,5 [N/mm²]
$\sigma_{tr;com}$	=	$v(\sigma_{tr;nm}^{2} + n_{AKS;r} * \tau_{tr;dw}^{2})$		=	510 [N/mm²]
		U.C.	= $\sigma_{LDE;com} / \sigma_{LDE;r}$	=	0,87 < 1.00
					voldoet



blad projectnr. 411708 titel Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



STR4: Constructief bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkracht

Partiele factoren

Idem aan STR3.

Sterkte	eige	nschappen		
$D_{gem;AKS}$	=	Gemiddelde diameter ankerstang	=	20 [mm]
W _{x;AKS}	=	Weerstandsmoment ankerstang	=	0,78 [cm ³]
I _{x;AKS}	=	Oppervlaktetraagheidsmoment ankerstang	=	0,78 [cm ⁴]
E _{AKS}	=	Elasticiteitsmodulus ankerstang	=	60 [GPa]
I _{x;LDP}	=	Oppervlaktetraagheidsmoment kopplaat	=	829 [cm ⁴]
ELDP	=	Elasticiteitsmodulus kopplaat	=	3454 [N/mm²]
β	=	Inbrenghoek van de JLD-Dijkstabilisator	=	30 [⁰]
Beoorde	eling	op momentspanningen en normaalkracht		
L _{vrii}	=	Vrije ankerlengte ankerstang onder het LDE	=	5,5 [m]
U _{AKS}	=	Vervorming ankerstang t.o.v. initele positie	=	0,012 [m]
Ontrodo	nd n	noment t.a.v. vervorming van de ankerstang		
M .	=	$(3 * F_{\text{M}} * 1 \text{M} * 1) \text{M}^2$	=	0.0006 [kNm]
i viu;k		(S LAKS 'x;AKS CAKS)/ LVrij		0,0000 [kinii]
Optrede	nd n	noment t.g.v. weerstand van de ondergrond		
L _{vrij;c}	=	Lengte van de ankerstang in de cohesieve laag	=	2,95 m
Cu	=	Ongedraineerde cohesie t.h.v. de vrije lengte van de ankerstang	=	83 [kPa]
а	=	factor conform CUR166, deel 2, 4.9.13	=	5 [-]
\mathbf{q}_{coh}	=	lijnlast op de ankerstang t.g.v. de weerstand van de cohesieve grond		
		$C_u * D_{gem;AKS} * (1 + a)$	=	10,0 [kN/m]
L _{vrij;nc}	=	Lengte van de ankerstang in de niet-cohesieve laag	=	2,6 [m]
σ' _{v;z}	=	Effectieve verticale korrelspanning halverwege de niet cohesieve laag	=	111 [kPa]
φ	=	Inwendige hoek van wrijving van het zand	=	32,5 [0]
δ	=	Wandwrijvingshoek = $2/3 \phi$	=	21,7 [0]
K ₀	=	Horizontale gronddrukcoefficient = $1 - \sin x \phi$	=	0,46 [-]
q _{nc}	=	lijnlast op de ankerstang t.g.v. de weerstand van de niet cohesieve grond		
		σ'v;z * D _{AKS} * (1 + $^{1}/_{2}$ * (1 + 2 * K ₀) tan * δ	=	2,79 [kN/m1]
q _{tot}	=	(gewogen gemiddelde $q_{coh} + q_{nc}$) * β	=	5,76 [kN/m1]
1/(1 + a)) =	U_{AKS} / (L_{vrij} * ((qAKS * L_{vrij}) / N_{AKS}) * (1 / π^2)	=	0,00089 [-]
$M_{res;k}$	=	$(q_{tot} * E_{LDP} * I_{x;LDP}) / N_{tr;d}) * (1 / (1 + a))$	=	0,0012 [kNm]
Optrede	nd n	noment t.g.v. weerstand van de ondergrond		
$M_{tr;k}$	=	$M_{u;k} + M_{res;k}$	=	0,002 [kNm]
$M_{tr;d}$	=	$M_{tr;k} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	0,003 [kNm]
$\sigma_{\text{tr;dw}}$	=	Rekenwaarde normaalspanning ankerstang, volgt uit STR3	=	510 [N/mm²]
σ_{com}	=	$M_{tr;d} / W_{x;AKS} + \sigma_{tr;dw}$	=	513 [N/mm²]
		U.C. = $\sigma_{\text{'LDE;com}} / \sigma_{\text{'LDE;r}}$	=	0,87 < 1.00
				voldoet

blad projectr titel	ır.	411708 Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t,	′m 3		anteagroup
STR5: 0	Con	structief bezwijken kopplaat			
Partiele	fact	oren			
γ _{m1}	=	Materiaalfactor gekoppeld aan geometrische afwig	ikingen =	=	1,15 [-]
γ _{m2}	=	Materiaalfactor die onzekerheden in de sterkte ve	rdisconteerd =	=	1,20 [-]
γ_{m}	=	γ _{m1} * γ _{m2}	=	=	1,38 [-]
η_{ct}	=	Conversiefactor voor temperatuureffecten	=	=	0,90 [-]
η_{cm}	=	Conversiefactor voor effecten van waterdamp	=	=	0,90 [-]
η_{cv}	=	Conversiefactor voor effecten van kruip lateraal aa	an de pultrusierichting =	=	0,60 [-]
η_c	=	Conversiefactor sterkte loodrecht op de pultrusier	ich! = $\eta_{ct} * \eta_{cm} * \eta_{cv;l}$ =	=	0,49 [-]
$\gamma_{add;3D}$	=	3D factor	=	=	1,10 [-]
$\gamma_{add;str}$	=	Belastingeffect-factor voor constructieve onderde	len =	=	1,25 [-]
$\gamma_{b;str}$	=	Schematiseringsfactor constructieve onderdelen	=	=	1,09 [-]
N _{LDP;d}	=	Rekenwaarde trekkracht kopplaat = $N_{tr;k}$	* γ _{add;3D} * γ _{add;str} * γ _{b;str} =	=	127 [kN]



blad	
projectnr.	411708
titel	Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



STR6: Constructief bezwijken klapanker

Partiele	e fact	toren		
γ _{m1}	=	Materiaalfactor gekoppeld aan geometrische afwijkingen	=	1,15 [-]
γ _{m2}	=	Materiaalfactor die onzekerheden in de sterkte verdisconteerd	=	1,20 [-]
γ _m	=	γm1 * γm2	=	1,38 [-]
γ _{m;staal,v} l	loŧ =	Materiaalfactor staal voor de levensduur	=	1,02 [-]
η_{ct}	=	Conversiefactor voor temperatuureffecten	=	1,00 [-]
η_{cm}	=	Conversiefactor voor effecten van waterdamp	=	0,90 [-]
$\eta_{cv;p}$	=	Conversiefactor voor effecten van kruip parallel aan de pultrusierichting	=	0,90 [-]
η _{cv;I}	=	Conversiefactor voor effecten van kruip lateraal aan de pultrusierichting	=	0,47 [-]
$\eta_{c;p}$	=	Conversiefactor sterkte parallel aan de pultrusierichti = $\eta_{ct} * \eta_{cm} * \eta_{cv,p}$	=	0,81 [-]
$\eta_{c;l}$	=	Conversiefactor sterkte loodrecht op de pultrusierich ¹ = $\eta_{ct} * \eta_{cm} * \eta_{cv;l}$	=	0,42 [-]
$\gamma_{add;3D}$	=	3D factor	=	1,10 [-]
$\gamma_{add;str}$	=	Belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen	=	1,25 [-]
$\gamma_{b;str}$	=	Schematiseringsfactor constructieve onderdelen	=	1,09 [-]
N _{klapanke}	er; =	Rekenwaarde normaalkracht klapanker = $N_{tr;k} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	127 [kN]
Beoord	eling	; breuk ankervoet		
Type JL	D an	kervoet	=	JLD 2.6
$F_{AKV;k}$	=	Maximale karakterestieke breuksterkte van de ankervoet	=	220 [kN]
F _{AKV;d}	=	Rekenwaarde breuksterkte can de ankervo = $F_{AKV;k} / \gamma_{m;staal,vloei}$	=	216 [kN]
		U.C. = F _{AKV;d} / N _{klapanker;d}	=	0,59 < 1.00
				voldoet

S
antea group

SSI1: Snijden van de grond tussen de JLD-Dijkstabilisatoren

titel Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3

Dartial		factoron
Partie	е	factoren

projectnr. 411708

γ _{Cu} Euroda	= =	Materiaalfactor ongedraineerde schuifsterkte Ksi-factor	=	1,00 [-] 1,14 [-]
	_	2D factor	_	1 10 []
Yadd;3D	-	SD TACLOF	=	1,10 [-]
$\gamma_{add;ssi}$	=	Belastingeffect-factor voor grond-constructie interactie	=	1,10 [-]
$\gamma_{b;ssi}$	=	Schematiseringsfactor grond-constructie interactie	=	1,02 [-]

Sterkte eigenschappen

	- 0 -					
Type LD	E				=	LDE 0,25 m breed
$\operatorname{Red}_{\operatorname{MHW}}$	=	Reductie puntdruk t.g.v. maatgevend	hoog	water	=	0,97 [-]
q _{c;k}	=	Karakterestieke waarde kritische son	deerw	veerstand	=	0,38 [MPa]
q _{c;k}	=	Sonderdeerweerstand onder MHW	=	q _{c;k} * Red _{MHW}	=	0,37 [MPa]
N _{kt}	=	Correlatie tussen sondeerweerstand	en on	gedraineerde schuifsterkte	=	12 [-]
Cu _k	=	Ongedraineerde schuifsterkte	=	q _{c;d} * N _{kt}	=	31,04 [kPa]
Cu_{d}	=	Ongedraineerde schuifsterkte	=	Cu_k / γ_{Cu} / ξ_{undr}	=	27,23 [kPa]
S _c	=	Vormfactor			=	0,02 [-]
B_{LDE}	=	Breedte van het LDE			=	0,225 [m]
Z_{LDE}	=	Diepte kritische sondeerweerstand			=	1,32 [m-mv]
d_{c}	=	Dieptefactor	=	0,4 * boogtangens * (B _{LDE} * 2	Z _{LDE}) =	0,56 [-]
Draagve	rmo	rgen tegen snijden / grondbreuk				
Purok	=	Draagvermogen tegen snijden (druk)	=	$0.85 * Cu_d * (\pi + 2) * (1 + S_c)$	+ d _c) =	188,1 [kPa]

Чтек	Bradgvermögen tegen sinjaen (arak)	0,00° Cu _d (/(· 2)	$(1 \cdot 0_{c} \cdot 0_{c})$	100,1 [ki u]
T _{lat;k} =	Draagvermogen tegen snijden (kracht =	Pu _{rek} * D _{eq}	=	42,3 [kN/m]



blad	
projectnr.	411708
titel	Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



SSI2: Bezwijken houdkracht anker

Geometrie JLD-Klapanker

Type JLD ankervoet				=	JLD 2.6	
A _{AKV}	=	Oppervlakte ankervoet			=	156780 [mm ²]
B _{AKV}	=	Breedte ankervoet			=	400 [mm]
H _{AKV}	=	Hoogte ankervoet			=	446 [mm]
D_{eq}	=	Equivalente diameter van de ankervoer			=	447 [mm]
Geome	trie J	LD-Klapanker				
Wrijvin	gsget	al ter hoogte van de ankervoet			=	0,76 [%]
Type gr	onds	lag waarin het verankeringselement zich bevindt:			Niet -	cohesief [-]
Niveau	maai	veld t.h.v. ankervoet			=	0,00 [m NAP]
Aangrij	pnive	au verankering raai 1			=	-0,18 [m NAP]
Hoek a	nker i	net maaiveld raai 1			=	30 [⁰]
Aangrij	pnive	au verankering raai 2			=	1,30 [m NAP]
Hoek a	nker i	net maaiveld raai 2			=	30 [⁰]
Aangrij	pnive	au verankering raai 3			=	2,76 [m NAP]
Hoek a	nker i	net maaiveld raai 3			=	30 [⁰]
Niveau	hart	ankervoet raai 1			=	-10,69 [m NAP]
Niveau hart ankervoet raai 2				=	-10,55 [m NAP]	
Niveau	hart	ankervoet raai 3			=	-10,79 [m NAP]
Beoord	eling	diepteligging				
D_{eq}	=	Equivalente diameter van de ankervoer			=	447 [mm]
H_{eis}	=	Minimaal benodige diepte an de ankervoer =		D _{eq} * 5	=	2,23 [m]
H _{aanwezig}	, =	Aanwezige diepte t.o.v. maaiveld			=	10,55 [m]



h	la	Ь
v	ıa	u

blad	
projectnr.	411708
titel	Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



Onderlinge beïnvloeding - h.o.h. afstand

De onderlinge h.o.h. afstand van de ankers op niveau aangrijppunt bedraagt	=	0,33 [m]	
De afstand van raai 1 van het voetje tot het LDP in bovenaanzicht:		=	2,52 [m]
De afstand van raai 2 van het voetje tot het LDP in bovenaanzicht:		=	-3,52 [m]
De afstand van raai 3 van het voetje tot het LDP in bovenaanzicht:		=	-10,12 [m]
Resulterende onderlinge hoh afstand in bovenaanzicht:		=	6,06 [m]
Niveau hart ankervoet raai 1		=	-10,69 [m NAP]
Niveau hart ankervoet raai 2	=	-10,55 [m NAP]	
Niveau hart ankervoet raai 3		=	-10,79 [m NAP]
Verticale afstand		=	0,14 [m]
Fysieke h.o.h. afstand lengterichting, door middel van kwadratisch optellen	2,24 D _{eq}	=	1,00 [m]
Fysieke h.o.h. afstand dwarsrichting, door middel van kwadratisch optellen	13,6 D _{eq}	=	6,06 [m]
Combinatieafstand dwars- en langsrichting	=	1,00 [m]	



De heersende reductiefactor t.g.v. het									
groepseffect bedraagt:									
$\alpha_{ m groep; lengterichting}$	=	0,59 [-]							
$lpha_{ m groep;dwarsrichting}$	=	1,00 [-]							
Combinatie dwars- en lengterichting									
$\alpha_{groep;totaal}$	=	0,59 [-]							

Geotechr Type grou	Niet -	cohesief [-]		
Oppervla	kte	=	0,157 [m ²]	
Afname o	conu	usweerstand t.g.v. MHW	=	0,97 [-]
Waarde o	conu	usweerstand onder MHW	=	7,8 [MPa]
٤	=	Ksi - factor	=	1.14 [-]
γ _a	=	Partiele materiaalfactor	=	1,25 [-]
R _{A,min}	=	0,4 * q _c * A	=	486,6 [kN]
R _{A,k}	=	R _{a,min} / Ę	=	426,9 [kN]
R _{A;d;excl}	=	$R_{a;k} / \gamma_a$	=	341,5 [-]
R _{A;d}	=	$R_{A;d;excl} * \alpha_{groep;totaal}$	=	201,0 [kN]
N _{klapanker;}	=	Rekenwaarde normaalkracht klapanker = $N_{tr;k} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;ssi} * \gamma_{b;ssi}$	=	105 [kN]
		$U.C. = F_{AKV;r} / F_{AKV;mx;r}$	=	0,52 < 1.00
				voldoet



blad projectnr. 411708 titel Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3



SSI3: Slip LDE en verlies draagvermogen grond onder kopplaat

Partiële	fact	oren			
$\gamma_{s;t}$	=	Slipcriterium		=	1,35 [-]
ξ	=	Ksi-factor		=	1,14 [-]
φ'	=	Hoek van inwendige wrijving		=	1,15 [-]
c'	=	Effectieve cohesie		=	1,60 [-]
γ	=	Volumiek gewicht		=	1,10 [-]
ls er 100)% co	ontrole op alle kopplaten?	Nee		
Aantal b	esch	iikbare sonderingen	10 of meer		
γ _{add;3D}	=	3D factor		=	1,10 [-]
$\gamma_{add;ssi}$	=	Belastingeffect-factor voor gror	nd-constructie interactie	=	1,10 [-]
$\gamma_{b;ssi}$	=	Schematiseringsfactor grond-co	onstructie interactie	=	1,02 [-]
Sterkte	eige	nschappen - slip LDE			
Type LD	E			=	LDE 0,25 m breed
Reduction	e pui	ntdruk t.g.v. maatgevend hoogw	ater	=	0,97 [-]
q _{c;gem}	=	Sondeerweerstand onder MHW	/; gemiddelde over de lengte van het LDE.	=	0,79 [MPa]
OLDE	=	Omtrek van de LDE in de grond		=	0,71 [m]
$lpha_{kar}$	=	Karakteristieke waarde voor α		=	0,008 [-]
C _{kar}	=	Karakteristieke waarde voor c		=	0,093 [MPa]
L _{LDE;glij}	=	Lengte van JLD-dijkstabilisator I	ooven het glijvlak	=	15,5 [m]
Beoorde	eling	op krachten - slip LDE			
F _{slip;k}	=	Invoer in plaxis van de wrijving	langs de Embedded pilerow	=	4,89 [kN/m]
F _{slip;m}	=	Maximale trekkracht t.g.v. slip (meter = Fkar / γs;t / ξ	=	3,18 [kN/m]
Plx _{ref}	=	Referentieafstand in Plaxis (n.v.	t. bij JLD-Dijkstabilisator).	=	1,0 [m]
H.o.h.	=	Ontwerp hart op hart afstand		=	1,0 [m]
$F_{slip;d}$	=	(f _{slip;m} * Plx _{ref} * H.o.h.) / ($\gamma_{add;3D}$	* γ _{add;ssi} * γ _{b;ssi})	=	2,62 [kN/m]

blad						0
projectni	r.	411708				マフ
titel		Constructieve toets JLD-Dijkstabilisate	or PPE	i, rij 1 t/m 3		anteagroup
Draagvei	rmo	gen grond onder kopplaat				
F _{LDP;EC;und}	=	Rekenwaarde ongedraineerde draagk	kracht	conform NEN 9997-1	=	97 [kN]
F _{LDP;EC;dr}	=	Rekenwaarde gedraineerde draagkra	cht co	nform NEN 9997-1	=	129 [kN]
F _{PIx;MHW}	=	Rekenwaarde draagkracht onder MH	W om	standigheden, bepaalt met Plax	is =	108 [kN]
F _{Plx;uitv}	=	Rekenwaarde draagkracht gedurende	e de ui	tvoering, bepaalt met Plaxis 2D	=	106 [kN]
F _{uitv}	=	Min. draagkracht gedurende de uitvo	ering	= min(F _{LDP;EC;undr} ; F _{LDP;EC;dr} ; F _{PLX}	(;u =	86 [kN]
F _{MHW}	=	Min. draagkracht onder MHW		= min(F _{LDP;EC;dr} ; F _{PLX;MHW})	=	105 [kN]
N _{uitv;k}	=	Karakterestieke waarde afspankracht			=	70 [kN]
N _{uitv;d}	=	Rekenwaarde afspankracht		= $N_{tr;k} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	86 [kN]
		U.C.		= N _{uitv;d} / F _{uitv}	=	1,00 < 1.00
						voldoet
N _{LDP;d}	=	Rekenwaarde normaalkracht op het L	DP	= $N_{tr;k} * \gamma_{add;3D} * \gamma_{add;str} * \gamma_{b;str}$	=	105 [kN]
		U.C.		= N _{MHW} / F _{uitv}	=	1,00 < 1.00
						voldoet



blad projectnr. titel	16 van 17 411708 Constructieve toets JLD-Dijkstabilisator PPE, rij 1 t/m 3										
Bepaling s	chematiseringsfactor										
Uitgangspur	iten										
	Materiaalmodel						=	CSSM [-]			
$SF_{ben_{EEM}} =$	Schadefactor						=	1,163 [-]			
Geotechnisc	he instabiliteit										
$\gamma_{b;geo}$ =	Keuze schematiseringsfactor						=	1,010 [-]			
P _{eis,HT,dsn} =	Totale faalkans $S_0 t/m S_{10}$						=	2,30E-07 [1/jaar]			
βeis,STBI,dsn =	Benodigde faalkans						=	2,56E-07 [1/jaar]			
	Percentage van de toetlaatbare	faalka	ans				=	89,8 [%]			
Si	Schematisering	P(Si)	SF	ΔSF	F(DI S _i)	β	P _f (DI S _i)	$P_f(DI S_i) * P(S_i)$			
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[1/jaar]	[1/jaar]			
0	Basis schematisering	0,6	1,09	0,00	1,175	5,10	1,71E-07	1,02E-07			
1	Freatische lijn in dijk hoger (NAF	0,1	1,07	-0,02	1,153	4,95	3,67E-07	3,67E-08			
2	Aangepaste grondopbouw (+0,5	0,1	1,07	-0,02	1,155	4,97	3,42E-07	3,42E-08			
3	Verhoging van ISF	0,1	1,07	-0,02	1,152	4,95	3,79E-07	3,79E-08			
4	Aangepaste waarde van herspa	0,1	1,09	0,00	1,172	5,08	1,90E-07	1,90E-08			
5											
6											
/ 0											
o Q											
10											
laterale hel:	acting										
γ _{b,and} =	Keuze schematiseringsfactor						=	1.086 [-]			
Paia ut dan =	Totale faalkans So t/m Sto						=	2.51E-07 [1/iaar]			
	Benodigde faalkans						=	2 56F-07 [1/iaar]			
peis, s i Bi, asn	Percentage van de toetlaatbare	faalka	ans				=	97,8 [%]			
Si	Schematisering	P(Si)	Flat	ΔF_{lat}	F(DI S;)	β	P _f (DI S _i)	$P_f(DI S_i) * P(S_i)$			
[-]	[-]	[-]	[kN]	[%]	[-]	[-]	[1/jaar]	[1/jaar]			
0	Basis schematisering	0,6	11,7	0,00	1,263	5,69	6,41E-09	3,85E-09			
1	Freatische lijn in dijk hoger (NAF	0,1	13,0	0,11	1,127	4,78	8,70E-07	8,70E-08			
2	Aangepaste grondopbouw (+0,5	0,1	13,1	0,12	1,109	4,66	1,59E-06	1,59E-07			
3	Verhoging van ISF	0,1	11,8	0,01	1,248	5,59	1,15E-08	1,15E-09			
4	Aangepaste waarde van herspai	0,1	10,6	-0,09	1,383	6,49	4,37E-11	4,37E-12			
5											
6											
/											
o Q											
10											

blad projectnr. titel	17 van 17 411708 Constructieve toets JLD-Dijkstab	anteagroup									
		anteagroup									
Axiale belasting											
$\gamma_{b;ax}$ =	Keuze schematiseringsfactor = 1,020										
P _{eis,HT,dsn} =	Totale faalkans $S_0 t/m S_{10}$						=	2,25E-07 [1/jaar]			
$\beta_{\text{eis,STBI,dsn}} =$	Benodigde faalkans						=	2,56E-07 [1/jaar]			
	Percentage van de toetlaatbare	faalka	ans				=	87,6 [%]			
Si	Schematisering	P(Si)	F_{lat}	ΔF_{lat}	F(DI S _i)	β	$P_f(DI S_i)$	$P_f(DI S_i) * P(S_i)$			
[-]	[-]	[-]	[kN]	[%]	[-]	[-]	[1/jaar]	[1/jaar]			
0	Basis schematisering	0,6	85,4	0,00	1,186	5,18	1,13E-07	6,78E-08			
1	Freatische lijn in dijk hoger (NAF	0,1	86,8	0,02	1,167	5,05	2,22E-07	2,22E-08			
2	Aangepaste grondopbouw (+0,5	0,1	87,0	0,02	1,164	5,02	2,52E-07	2,52E-08			
3	Verhoging van ISF	0,1	85,6	0,00	1,183	5,15	1,29E-07	1,29E-08			
4	Aangepaste waarde van herspai	0,1	89,9	0,05	1,124	4,76	9,65E-07	9,65E-08			
5											
6											
7											
8											
9											
10											



Toetsing draagkracht grond onder de kopplaat volgens NEN9997-1 1.2

conform NEN 9997-1+C1:2012

CL

kN/m2

20,0

20,0

20,0

20,0

0,0

0,0

blad project nr. 411708 titel PPE JLD-Dijkstabilisator

Berekening fundering op staal

Schema



20181214_411708_Toetsing draagkracht grond onder de kopplaat - Fundering op staal - ongedraineerd en ongedraineerd.xls

blad project nr. 411708 titel PPE JLD-Dijkstabilisator

Berekening fundering op staal (vervolg)						conform NEN 9997-1+C1:2012			
Toetsing draag	gkrac	ht gedraineerde te	pestand (al	le lage	n)	art. 6.5.2	.2 (i)		
В	=	breedte fundering	selement			=	1,00 m Tekenafspraak		
L	=	lengte funderings	element			=	1,00 m		
e _B	=	excentriciteit verti	caalkracht	t.o.v. m	idden fundering	=	<mark>0,00</mark> m ך		
eL	=	excentriciteit verti	caalkracht	t.o.v. m	idden fundering	=	0,00 m		
x _B	=	excentriciteit vert	kracht dooi	r mome	ent in dwarsrichting	. =	0,00 m 🚺 🕇 🕂		
x _L	=	excentriciteit vert	kracht dooi	mome	ent in langsrichting	=	0,00 m J		
b'	=	B - 2*e _B - 2*x _B				=	1,00 m		
ť	=	L - 2*e _L - 2*x _L				=	1,00 m		
Α'	=	b'* {'				=	1,00 m²/m		
Z _e	=	1,5*b' (t.o.v.	onderkant f	underir	ng)	=	1,50 m		
$\sigma'_{v;\text{bijk;d}}$	=	(ev. ex	tra gewicht)		=	0,0 kPa		
σ' _{v;z;d}	=					=	5,5 kPa		
Φ' _{aemid}	=	$\Sigma H_i * \phi_{i:d} * X_i / (\Sigma$	H _i * X _i)			=	24.08 °		
γ' _{demid}	=	$\Sigma H_i * \gamma_{i:d} * X_i / (\Sigma)$	H _i * X _i)			=	6.77 kN/m ³		
C' _{gem;d}	=	$\Sigma H_j * c_{j;d} * X_j / (\Sigma$	H _j * X _j)			=	1,3 kPa		
N	_	(N = 1) * cot ((a'	.)			=	10.43		
N	_	$\rho^{p*tan(\phi'gem;d)} * ftan(\phi'gem;d) + ftan(\phi'$	gem;d) ap (45 ⁰ + 04	5 * @'	.) 1 ²	-	9.68		
N _v	=	2 * (N _a - 1) * tan (φ' _{aem:d})	γ φ ge	m;d/]	=	7,76		
I		(q) (i geni,u/				, -		
s _c	=	s _q * N _q - 1 / N _q - 1				=	1,455		
Sq	=	1 + (b' / ℓ') * sin(φ	' _{gem;d})			=	1,408		
S _{γ'}	=	1 - 0,3 * (b' / <i>l</i> ')				=	0,700		
i _c	=	i _q * N _q - 1 / N _q - 1				=	1,000		
i _q	=	[1 - (0,7 * H _d) / ([*]	V _d + A' * c' _g	_{em;d} * co	ot(φ' _{gem;d}))] ³	=	1,000		
iγ	=	$[1 - (H_d) / (V_d + A)]$	A' * C' _{gem;d} *	cot(φ'	_{gem;d}))] ³	=	1,000		
λ _c	=	(N _a *e ^{-α} - 1) / (N _a -	1)			=	1,000		
λ_q	=	[1 - tan β] ^{1,9}				=	1,000		
λγ	=	$[1 - 0,5^* \tan \beta]^6$				=	1,000		
α	=	0,0349 * β * tan (φ' _{gem;d})			=	0,000		
V _d	=	zie belastingen				=	107 kN/m		
σ' _{max:d}	=	(c' _{aem:d} *N _c *s _c *b _c *i	*λ _{c)} +(σ' _{v:z:d} *	N _a *s _a *k	o _a *i _a *λ _a)+(0,5*γ' _{aemia}	_d *b'*N _v ;*s _v ;*b _v ;*i _v ;*λ _a	129 kPa		
R _d	=	σ' _{maxid} * A'	-,,_,-		· · · · · · · · · · · · · · · · ·	=	129 kN/m		
ŭ		max,u			toets: $V_d \leq R_d$		voldoet		
Samenvatting Aanwezigheid h	norizo	ntaalkracht:	nee	=>	voldoet				
Aanwezigheid r	nome	nt:	nee	=>	geen aanvullende	e toetsing nodia			
Aanwezigheid o	ohesi	ieve grondlagen:	nee	=>	geen aanvullende	e toetsing nodig			
Verschil in f > 6	0		ja	=>	toetsing doorpon	sen nodig			
Belasting strool	vorm	ig:	nee	=>	geen toetsing 'sq	ueezing' nodig			

20181214_411708_Toetsing draagkracht grond onder de kopplaat - Fundering op staal - ongedraineerd en ongedraineerd.xls

ber.



blad project nr. 411708 titel PPE JLD-Dijkstabilisator

Berekening fundering op staal (vervolg) conform NEN 9997-1+C1:2012									
Toetsing ongedraineerd gedrag eerste cohesieve grondlaag art. 6.5.2.2 (g)									
betreft grondla									
Belastingen									
V _d	=	86,0 + 1,00 * 1,00 *	0 =	86,0 kN/m					
H _d	=		=	0,0 kN/m					
M _{dwars;d}	=	0,0 + 0,0 * 0,60	=	0,0 kNm/m					
M _{langs;d}	=	0,0	=	0,0 kNm/m					
B _{fictief}	=	1,00 + (tan 8 [°] * 0,00) * 2	=	1,00 m					
L _{fictief}	=	1,00 + (tan 0,0 [°] * 0,00) * 2	=	1,00 m					
e _B	=	excentriciteit verticaalkracht t.o.v. midden fundering	=	0,00 m					
eL	=	excentriciteit verticaalkracht t.o.v. midden fundering	=	0,00 m					
x _B	=	excentriciteit vert.kracht door moment in dwarsrichting	=	0,00 m					
XL	=	excentriciteit vert.kracht door moment in langsrichting	=	0,00 m					
b' _{fictief}	=	B _{fictief} - 2*e _B - 2*x _B	=	1,00 m					
ℓ' _{fictief}	=	L _{fictief} - 2*e _L - 2*x _L	=	1,00 m					
A' _{fictief}	=	b' _{fictief} x l' _{fictief}	=	1,00 m²					
$\sigma'_{v;bijk;d}$	=	uit eventueel extra gewicht	=	0,0 kPa					
σ' _{v;z;d}	=		=	5,5 kPa					
C _{u;d}	=	cohesie 1 laag	=	14,8 kPa					
i _c	=	0,5 * [1+ (1-(H _d / A' * c _{u;d})) ^{0,5}]	=	1,000					
Sc	=	1 + 0,2 * (b' / ℓ')	=	1,20					
λ_{c}	=	$(N_q * e^{-\alpha} - 1) / (N_q - 1)$	=	1,000					
λ_q	=	$[1 - \tan \beta]^{1,9}$	=	1,000					
λ_{γ}	=	$[1 - 0,5^* \tan \beta]^6$	=	1,000					
α	=	0,0349 * β * tan (φ' _{gem;d})	=	0,000					
V _d	=	zie belastingen	=	86,00 kN/m					
$\sigma'_{\text{max;d}}$	=	$(\pi + 2) * C_{u;d} * s_c * i_c * \lambda_c + \sigma_{v;z;d} * \lambda_q$	=	96,94 kPa					
R _d	=	σ' _{max;d} * A'	=	97 kN/m					
		toets: $V_d \leq R_d$		voldoet					

ber.

blad project nr. 411708 titel PPE JLD-Dijkstabilisator

Berekening fundering op staal (vervolg) co								conform N	nform NEN 9997-1+C1:2012				
Toetsing zi	jdeling	s wegperse	en van o	ongedrai	neerde	e cohesiev	e grondla	ag a	art. 6.5.	2.2 (s)			
betreft grono	dlaag:	1											
Belastingen													
V _d	=	107,47	+	1,00	*	1,00	*	0,0	=	107,5	kN/m		
H _d	=								=	0,0	kN/m		
M _{dwars;d}	=	0,00	+	0,00	*	0,00			=	0,0	kNm/m		
M _{langs;d}	=	0,00							=	0,0	kNm/m		
В	=	breedte	funderir	igseleme	nt				=	1,00	m		
L	=	lengte fu	Indering	selement	t				=	1,00	m		
e _B	=	excentrio	citeit ver	ticaalkra	cht t.o.	v. midden f	undering		=	0,00	m		
eL	=	excentrie	citeit ver	ticaalkra	cht t.o.	v. midden f	undering		=	0,00	m		
x _B	=	excentrio	citeit ver	t.kracht o	door me	oment in dy	varsrichtin	g	=	0,00	m		
xL	=	excentrie	citeit ver	t.kracht o	door me	oment in la	ngsrichting	9	=	0,00	m		
b'	=	B - 2*e _B	- 2*x _B						=	1,00	m		
<i>l</i> '	=	L - 2*e _L -	- 2*x _L						=	1,00	m		
Α'	=	b'* {'							=	1,00	m		
$\sigma'_{v;\text{bijk};\text{d}}$	=	uit event	tueel ext	ra gewic	ht				=	0,0	kPa		
$\sigma'_{v;z;d}$	=								=	5,54	kPa		
C _{u;d}	=	cohesie	1 laag						=	14,81	kPa		
h _{sq}	=								=	0,30	m		
V _d	=	zie belas	stingen						=	107,47	kN/m		
$\sigma'_{sq;d}$	=	[(π + 2) -	+ (b' /h _{sc})] * C _{u;d} +	σ _{v;z;d}				=	172,46	kPa		
R _d	=	σ' _{sq:d} * Α'							=	172	kN/m		
		- 4				toets:	$V_{d} \leq R_{d}$				voldoet		

ber.



J Onderwerpen voor vervolgonderzoek

Vanuit het POVM-rekencluster en de daaraan verbonden praktijkprojecten zijn medio 2018 een aantal onderwerpen voorgesteld voor (vervolg)onderzoek. Dit onderzoek richt zich op verdere ontwikkeling en toepassing van nieuwe kennis en technieken voor een veilig en geoptimaliseerd ontwerp van dijken, zowel zonder als met constructies, op basis van eenduidige richtlijnen. Het voorgestelde onderzoek is volledig in lijn met de WBI-'roadmap' voor macrostabiliteit en vult daarop aan. Aanbevolen wordt om de binnen de POVM de succesvol gebleken koppeling van onderzoek en praktijkprojecten te continueren. Dit wil zeggen dat de vragen, ervaringen en data uit meerdere projecten worden gebruikt en dat (tussen) resultaten in meerdere projecten worden toegepast.

De geformuleerde hoofdonderwerpen zijn samengevat in onderstaande figuur en worden toegelicht in de daarop volgende tekst. In de figuur is onderscheid gemaakt tussen afzonderlijke hoofdonderwerpen voor optimalisatie en innovatie en twee hoofdonderwerpen die (deels) als dwarsverband fungeren.



Figuur J.1 Hoofdonderwerpen vervolgonderzoek

1. Grip op grondgedrag (eerste dwarsverband)

Modellering van het grondgedrag is een wezenlijk onderdeel van de schematisering, met veel invloed op de beoordeling van macrostabiliteit. Uit praktijkprojecten volgt dat de aanwijzingen voor ontwerpen en beoordelen nog verbetering behoeft op de hieronder genoemde aspecten. De modellering van het grondgedrag geldt tenslotte ook als dwarsverband voor meerdere van de hierna genoemde onderwerpen.

Bij het volgens het WBI bepalen van de sterkteparameters uit laboratoriumproeven, zijn in recente versterkingsprojecten praktische vragen naar voren gekomen. Een antwoord daarop ontbreekt nog. Deze vragen hebben onder andere betrekking op de eenduidige bepaling van de critical state-sterkte voor een vlakke-rektoestand uit labtesten (vooral bij grotere rekken), de mogelijkheden om gebruik te maken van andere rekgrenzen in combinatie met 'strain compatibility' (ook in relatie tot grondverbetering), de bruikbaarheid van correlaties tussen de SHANSEP-parameters en andere parameters en de toepasbaarheid van DSS-proeven voor klei. Ook is het nog onvoldoende duidelijk hoe de (al dan niet ongedraineerde) critical state-schuifsterkte van zware zandige/siltige cohesieve lagen moet worden bepaald. En hoe de sterkte moet worden gekarakteriseerd van cohesieve grond die niet blijvend door

water is verzadigd (dijksmateriaal, deklagen in Oost-Nederland). Zie voor de vragen rond de karakterisering van de reststerkte van afgeschoven grond: Rekenen op reststerkte (WBI). Om dergelijke vragen te kunnen beantwoorden is een overkoepelend programma nodig dat gebruikmaakt van labonderzoek uit verschillende praktijkprojecten. Uit de analyses en verder onderzoek moeten onderbouwde aanwijzingen voor praktijktoepassing resulteren. Deze aanwijzingen leiden naar verwachting tot een aangescherpte parameterbepaling, met minder spreiding en mogelijk ook met minder conservatisme.

- De ongedraineerde sterkte van cohesieve grond in en onder de dijk is afhankelijk van de grensspanning, die toeneemt door blijvende samendrukking als gevolg van (voor)belasten en kruip.
 - In praktijk blijkt het nog erg lastig om uit regulier grondonderzoek (veld en lab) op eenduidige wijze het ruimtelijke grensspanningsveld te bepalen dat in de rekendoorsnede moet worden toegepast voor de ontwerp- en beoordelingssituatie. Meer onderzoek is dus noodzakelijk. Ook zijn onderbouwde aanwijzingen nodig voor het kiezen van sondeerlocaties en voor het in rekening brengen van de invloed van de sondeerafstand en van het aantal sonderingen op de onzekerheid in de schematisering van de sterkte/grensspanning.
 - Het is nog onduidelijk wat na bermaanleg de werkelijke sterktewinst in de tijd is als er drains worden toegepast. Volgens de isotachentheorie is de winst van enkele jaren wachten vergelijkbaar met de winst door voorbelasten via overhoogte of vacuümconsolidatie. In praktijk wordt deze theoretische winst (nog) niet meegenomen. Enerzijds is dat vanwege vermoedens dat de werkelijke winst minder groot is dan de theoretische, anderzijds omdat de beoordelingssystematiek op dit moment alleen rekening houdt met verzwakking in de tijd (door hogere waterstand, dijkzakking en bodemdaling) en nog niet met gelijktijdige sterktetoename. Meer zekerheid over de werkelijke ontwikkeling in de tijd kan eenvoudig worden verkregen op locaties van al eerdere uitgevoerde versterkingen en praktijkproeven. De waarden die volgen uit het toenmalige grondonderzoek kunnen worden vergeleken met de waarden uit nieuw uit te voeren grondonderzoek. Meer zekerheid over de voorspelbaarheid van de ontwikkeling van de samendrukking en van de daaraan gerelateerde sterkte-ontwikkeling kan aanvullend worden verkregen door de resultaten van verschillende constitutieve eindige-elementenmodellen, waaronder het binnen de POVM ontwikkelde Creep-SClay1-model, met elkaar te vergelijken. Blijkt de sterkte moeilijk te voorspellen, dan kan de meerwaarde worden onderzocht van het na oplevering toepassen van sonderingen en/of labonderzoek om de behaalde sterktewinst aan te tonen. Als een veilige prognose voor de sterkte-toename in de tijd mogelijk blijkt, kan deze prognose ten slotte onderdeel gaan vormen van de beoordelingssystematiek.
- De ontwikkeling van de schuifsterkte van grond als functie van schuifrek is onder andere van belang bij de analyse van grondverbetering, omdat de bezwijksterkte in verbeterde grond al bij beperkte schuifrek wordt bereikt. De critical state-grondsterkte in de omringende niet-verbeterde grond wordt echter pas bereikt bij grote schuifrek. In de huidige POV-publicatie Grondverbeteringen is dit probleem wel onderkend, maar wordt nog geen bevredigende oplossing geboden. Met eindige-elementenanalyses is het mogelijk deze effecten nader te onderzoeken. Doel daarvan is om tot een geoptimaliseerde aanpak te komen door eindige-elementenberekeningen en/of glijvlakberekeningen toe te passen, die de veiligheid voldoende aantonen.
- Een voorspelling van de vervorming van cohesieve grond is door veel onzekerheid omgeven. Deze voorspelling is niet alleen nodig om een prognose te geven van de directe en tijdsafhankelijke effecten van ophoging (zowel de zetting van de dijk als de horizontale omgevingsbeïnvloeding), maar ook van de aan eisen gebonden vervorming van slanke (constructief versterkte) dijken door hoogwaterbelasting vanwege interactie met andere faalmechanismen. Daarom is meer inzicht nodig in de voorspellende kwaliteit van de huidige state of the art-modellen (waaronder het Creep-SClay1-model) zowel als de meer eenvoudige modellen, al dan niet in combinatie met kalibratie op veldmetingen. Dit inzicht kan



worden verkregen door experimenteel modelonderzoek en veldmetingen uit meerdere praktijkprojecten te vergelijken met verschillende voorspellingsmodellen, al dan niet gecombineerd met kalibratiemodellen. Daarbij kan worden gestart met bestaande gegevens uit al uitgevoerde projecten. Hieruit kunnen aanbevelingen voor praktijktoepassing resulteren.

2. Verzamelen en ontsluiten van kennis en data (tweede dwarsverband)

- Om data van grondonderzoek, metingen (waaronder lifecyclemonitoring) optimaal te kunnen (her)gebruiken is het van belang om te zorgen voor goede verzameling, opslag en ontsluiting, zo mogelijk via bestaande kanalen als de BRO en het Dijk Data Service Centre.
- Om de binnen de POV's verzamelde kennis en richtlijnen te kunnen (her)gebruiken in praktijkprojecten is daarnaast een actueel, consistent en goed gedocumenteerd ontwerpinstrumentarium nodig, bestaande uit een verzameling van richtlijnen, voorbeelden en rekentools. Voor de documenten is al op korte termijn een inhaalslag nodig, waarbij de recente POVM-resultaten moeten worden geïntegreerd met de bestaande voorschriften, richtlijnen en leidraden.

3. Opdrijven- en opbarsten: onderbouwd optimaliseren

Het WBI schrijft voor dat de sterkte van deklagen dunner dan 4 m in glijvlakberekeningen niet meer mag worden meegenomen zodra de opdrijfveiligheid kleiner is dan 1,2. Dit vanwege vervormingseffecten, die in de glijvlakberekening niet kunnen worden meegenomen. Uit een door de POVM opgestelde businesscase blijkt dat vele miljoenen kunnen worden bespaard wanneer de sterkte nog wel (in zekere mate) zou mogen worden meegenomen.

Een eerste verkennende POVM-studie op basis van eindige-elementen suggereert dat afschuiven bij opdrijven zowel kan optreden in combinatie met samendrukken van de deklaag (als een veer) als in combinatie met uitknikken en scheuren. In beide gevallen ligt de equivalente reststerkte van de deklaag tussen de bovengrens (volledige sterktebijdrage) en de ondergrens (nul).

Vervolgonderzoek is nodig (zowel numeriek als experimenteel) om de mechanismen beter te begrijpen en uiteindelijk te kunnen onderbouwen welke aanpassing van de beslisregel eventueel mogelijk/noodzakelijk is. De modellering van onzekerheden is hierbij ook van belang.

4. Rekenen op reststerkte voor de reële overstromingskans

- Bij een groene dijk wordt momenteel aangenomen dat de kans op overstroming gelijk is aan de kans dat een glijvlak intreedt in de kruin. In praktijk worden bij steile taluds en bij rekenwaarden voor de grondsterkte echter regelmatig ondiepe glijvlakken berekend die niet of nauwelijks worden beïnvloed door hoogwateromstandigheden. De huidige aanpak is dan te conservatief. Daarom moet worden onderzocht welke optimalisatie verantwoord mogelijk is. Bijvoorbeeld door te rekenen met een verhoogde maximaal toelaatbare kans van optreden op niet-kritische instabiliteit, net zoals bij buitenwaartse instabiliteit.
- Doorgaande langsconstructies moeten worden ontworpen op een restprofiel, wanneer aan landzijde een niet-kritische instabiliteit ontstaat bij hoogwater en rekenwaarden voor de grondsterkte. De kans op het optreden van het restprofiel wordt echter nog niet in de beschouwing meegenomen, wat conservatief is. Daarom moet worden onderzocht welke optimalisatie verantwoord mogelijk.
- Bij het rekenen met een restprofiel is het onduidelijk met welke ligging van het restprofiel moet worden gerekend, en met welke resterende sterkte in de verstoorde zone. Dat laatste is zeker de vraag wanneer met ongedraineerde sterkte wordt gerekend. Hiervoor moet een praktische aanpak worden ontwikkeld, met een balans tussen de gewenste eenvoud en de vereiste betrouwbaarheid. Deze aan-

pak moet worden onderbouwd met resultaten van experimenteel onderzoek in lab/centrifuge/goot en veld, gekoppeld aan een adequate numerieke modellering, met ook een probabilistische component.

5. Kansen voor constructies

- Uit het POVM-spoor Actuele Sterkte is gebleken dat faalkansanalyses 'op maat' voor groene dijken vaak leiden tot scherpere beoordelingen dan de toepassing van de standaard partiële factoren volgens het WBI. Deze standaardfactoren zijn afgeleid uit resultaten van faalkansanalyses voor een reeks van representatieve gevallen. De factoren zijn daarbij zo gekozen dat ze voor 80% van die gevallen conservatief zijn. Voor dijken met constructies zijn faalkansanalyses echter nog vrijwel niet toegepast. De tot op heden toegepaste partiële factoren voor constructief versterkte waterkeringen zijn daarmee dus ook nog niet onderbouwd. Toepassing van faalkansanalyses is dus enerzijds nodig voor onderbouwing van partiële factoren en biedt anderzijds de mogelijkheid voor een doorgaans scherpere beoordeling op maat.
- Om de extra onzekerheden bij toepassing van constructies te kunnen karakteriseren en te beheersen, is daarnaast kennis nodig over het werkelijke gedrag van de constructie (op te bouwen met lifecyclemonitoring bij meerdere praktijkprojecten) en over de via uitvoeringscontroles vast te stellen initiële kwaliteit. Deze gegevens bieden ook de kans voor verdere optimalisatie van uitvoeringstechnieken.
- Binnen de POVM zijn voor een aantal constructieve versterkingstechnieken ten behoeve van binnenwaartse stabiliteit 2D-rekenvoorbeelden opgesteld. Voor vernagelingstechnieken is een uitbreiding naar 3D nodig. Daarnaast zijn extra voorbeelden wenselijk voor de in de POV-publicatie Langsconstructies genoemde resterende technieken. Uit toepassing van de POVM-publicaties voor langsconstructies en vernagelingstechnieken en uit de analyse van de damwandproef volgen ook wensen ten aanzien van aanpassing, aanscherping of aanvulling.
- Uitbreiding van de PLAXIS-functionaliteit is wenselijk voor 3D-berekeningen (vooral nodig voor dijkdeuvels en Dijkvernageling) en voor modellering van fysisch niet-lineair constructiegedrag (vooral nodig voor gewapende betonconstructies).

6. Faalpaden en interacties tussen mechanismen

Voor het integraal beoordelen van de overstromingskans als gevolg van meerdere mogelijke faalmechanismen is het nodig om ook de volgordelijkheid en de interacties tussen de afzonderlijke mechanismen te beschouwen en om daarvoor voldoende onderbouwde aanwijzingen en voorbeelden te bieden. Hieronder volgt een (niet-uitputtende) lijst met deel-onderwerpen waarover vanuit het POVM-rekencluster vragen zijn opgekomen.

- Het rekenen met reststerkte na afschuiving vereist dat naast stabiliteit ook het effect van afschuiving moet worden beschouwd op buitenbekleding, binnenbekleding en hoogte.
- Meer overslag leidt tot een verhoogde kans op infiltratie en daarmee ook tot een verhoogde kans op macroinstabiliteit. De binnen de POVM uitgevoerde infiltratieproef laat zien dat verzadiging snel kan optreden. Op grond van binnen de POVM voor KIJK uitgevoerde probabilistische analyses is twijfel gerezen of de door KPR geadviseerde aanpak voor de beoordeling van infiltratie voldoende conservatief is.
- Hoogwatergedreven vervorming van slanke dijken met stabiliteitsconstructies kan leiden tot beschadiging van de bekleding aan de buiten- en binnenzijde of tot beschadiging van overgangsconstructies, die ook falen kunnen initiëren. De POVM-publicaties geven de mogelijkheid om daarvoor projectafhankelijke eisen op maat te formuleren. Dit is vooral van belang om niet-verankerde stabiliteitswanden te kunnen toepassen. Praktijkprojecten moeten echter nog leiden tot meer ervaring met de praktische invulling. Ook moet worden onderzocht wat de beste manier is om de eisen rekenkundig te toetsen.



• Buitenwaartse macro-instabiliteit leidt tot beschadigingen die de overstromingskans tijdens de reparatieperiode verhogen door een verhoogde kwetsbaarheid voor verschillende faalmechanismen. Het beoordelen en ontwerpen op buitenwaartse stabiliteit is echter nog onvoldoende (semi)probabilistisch onderbouwd, zowel voor groene dijken als voor dijken met constructieve versterking.

7. Actuele Sterkte

Toepassing van de methodiek 'Actuele Sterkte' is binnen de POVM succesvol gebleken om bij 2D-glijvlakberekeningen eerst meer zekerheid te krijgen over de toe te passen schematisering op basis van grondonderzoek (inclusief waterspanningsmetingen) en vervolgens de veiligheid scherper te beoordelen met hulp van faalkansanalyses. De aanpak voor faalkansanalyses voor binnenwaartse stabiliteit is door POVM en DGRW vastgelegd in handreikingen. Voor de schematisering van onzekere parameters is vanuit de POVM een eerste voorbeeld opgesteld.

- Voor het op basis van grondonderzoek en geometrische gegevens voldoende precies schematiseren zijn 2D glijvlakbenaderingen niet altijd toereikend. Daarom zijn praktische handvatten nodig voor het vertalen van belangrijke 3D-effecten naar een aangepaste 2D-schematisering en/of voor het uitvoeren van 3D-analyses, waar nodig.
- Uit de eerste praktijktoepassingen van faalkansanalyses voor glijvlakberekeningen komen vragen naar voren waarop een antwoord nodig is. Deze vragen hebben bijvoorbeeld betrekking op: het via parameters of scenario's gelijktijdig kunnen modelleren van alle belangrijke onzekerheidsbronnen, de onderlinge correlaties tussen deze onzekerheidsbronnen en de benodigde aanpak voor faalkansanalyse voor buitenwaartse stabiliteit, die op dit moment nog onbepaald is. Beantwoording vraagt vermoedelijk niet alleen om uitwerking en/of uitbreiding van de methodiek, maar ook om aanpassing/ uitbreiding van de ondersteunende rekentools.

'Bewezen Sterkte' is binnen de Actuele Sterkte-methodiek aangeduid als een mogelijke vervolgstap op de faalkansanalyses. Via Bewezen Sterkte kan de ondergrens voor de werkelijke dijksterkte worden bijgesteld, op grond van een overleefde belastingsituatie. Voor die belastingsituatie moeten wel voldoende meetgegevens beschikbaar zijn.

- Evaluatie van de meerwaarde heeft tot nu toe vooral plaatsgevonden voor de overleefde belasting tijdens hoogwateromstandigheden. Gegevens over extreme hoogwateromstandigheden zijn voor primaire keringen echter zeldzaam. Bij regionale keringen is de aantoonbare meerwaarde daarom naar verwachting groter.
- De potentiele meerwaarde voor primaire keringen is naar verwachting groter bij toepassing voor de stabiliteit bij overleefde extreme neerslagcondities (belangrijk voor ondiepe glijvlakken) en voor de uitvoeringsstabiliteit met de daarbij gemeten wateroverspanningen.
- Om naast de onzekerheid in de sterkte (inclusief grensspanning) ook de onzekerheden in waterspanningen en stijfheid te kunnen verkleinen liggen er ten slotte reële kansen voor gebruik van gecombineerde (lifecycle)monitoringsdata (zettingsbakens, peilbuizen, sensoren, remote sensing etc.).
- Indien de optimalisatiemogelijkheden van de Bewezen Sterkte-aanpak kunnen worden aangetoond, is voor de praktische toepasbaarheid ten slotte ook ondersteuning door de rekentools nodig.

8. Kijken in de dijken

De (vaak heterogene) samenstelling en eigenschappen van de dijk en van de dijkbekleding, in combinatie met de wisselende omstandigheden door regenval, hoogwater en rivierbedding, zijn van grote invloed op de macrostabiliteit. Vooral wanneer ondiepe glijcirkels worden berekend, bij steile taluds. Het klassieke grondonderzoek en de klassieke waterspanningsmetingen leveren vaak onvoldoende specifieke informatie over de dijk zelf. In die gevallen moet de dijk conservatief worden geschematiseerd, waardoor vaker dan nodig de conclusie wordt getrokken dat versterking vereist is. Daarom is er meer aandacht nodig voor het betrouwbaar karakteriseren van de lokale samenstelling en van de lokale eigenschappen van de dijk en het dijkmateriaal, onder invloed van de wisselende geohydrologische omstandigheden. De uitdaging daarbij is om resultaten van lokaal grondonderzoek (sonderingen, vinproeven, labonderzoek, kleisamenstelling en -verdichting), van praktijkproeven (waaronder infiltratieproeven), van ruimtelijk continue metingen (geofysica, remote sensing) en van lokale metingen in de tijd (lifecyclemonitoring) met elkaar in verband te brengen. Daarbij moet ook de toepasbaarheid worden onderzocht van ruimtelijk continue metingen, om het lokale onderzoek te richten op locaties met anomalieën.

Beoogd eindresultaat is een praktische richtlijn voor de definitie van het minimaal benodigde en aanvullend wenselijke grondonderzoek en monitoringsprogramma voor de dijk zelf, voor het op basis daarvan per vak schematiseren van de representatieve dijkdoorsnede met waterspanningsverloop en voor het karakteriseren van de sterkte en stijfheid van het dijksmateriaal (zowel verzadigd als onverzadigd). Evaluatie en illustratie van de toepasbaarheid vindt daarbij plaats door koppeling aan praktijkprojecten.



K ENW-advies



Pag. 1 van 5





Voor dit type van dijkversterkende maatregelen geldt daarmee dat het toepassen van deze publicatie de voorkeur heeft boven de 'Ontwerphandleiding stabiliteitsschermen in primaire waterkeringen' (OSPW). Geadviseerd wordt verwijzingen naar dit document te vervangen door een verwijzing naar de publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies.

Het ENW adviseert om deze nieuwe handreiking te gaan gebruiken en een evaluatie uit te voeren na minimaal drie projectervaringen. Ook wordt aanbevolen eerder uitgevoerde dijkversterkingen met een langsconstructie tijdens een hoogwatersituatie te monitoren en de resultaten van de monitoring te vergelijken met de PPL.

In uw brief stelt u dat tot op heden het uitgangspunt is dat een enkelvoudige damwand, al of niet verankerd, geen zelfstandige waterkering kan zijn, maar dat enkel is in combinatie is met een grondlichaam. Dit uitgangspunt is conform de oude Leidraad kunstwerken (2003) en hiermee wordt gedoeld op de beleidsregel van de Provincie Zuid-Holland dat 'enkelvoudig staal' geen zelfstandige waterkering is. Het ENW adviseert deze beleidsregel niet meer toe te passen.

In de bijlage vindt u een overzicht van het verloop van de adviesvraag en wordt nader ingegaan op de deelvragen.

Wij hopen u naar tevredenheid van advies te hebben voorzien.

Hoogachtend,

Dr.ir. G.M. van den Top Voorzitter van het Expertise Netwerk Waterveiligheid
	Bijlage Verloop adviesvraag en beantwoording deelvragen.
	Verloop adviesvraag In uw brief van 21 november 2018, opgesteld door Drs. H.C. Jongmans, vraagt u het ENW advies uit te brengen over de POVM-publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies.
	De Publicatie moet in samenhang worden gezien met de gelijktijdig vanuit de POVM opgestelde Publicatie ' <i>Toepassing van de eindige elementen methode binnen het ontwerp</i> ' (PPE). In deze PPE wordt de rekenme- thodiek beschreven met concrete aanwijzingen voor toepassing. Uitgangspunt is dat de eindige elementen methode (EEM) altijd nodig is bij het ontwerp van een langsconstructie. Met de Publicatie Langsconstructies (PPL), zullen ervaringen worden opgedaan. Dit zal aanleiding geven tot verdere aanscherping in een vol- gende versie. Ook bevat de PPL nog enkele kennisvragen, waarvoor in de toekomst nader onderzoek tot aan- scherping zou kunnen leiden.
	Het ENW wordt advies gevraagd over de volgende onderdelen:
	 Tot nu toe is bij de toepassing in de praktijk het uitgangspunt conform de oude Leidraad Kunstwerken (2003) geweest dat een, al of niet verankerde, enkelvoudige damwand geen zelfstandige waterkering kan zijn, maar altijd in combinatie met het grondlichaam de waterkerende functie verzorgt. De vraag is of deze beleidsregel nog altijd als harde randvoorwaarde geldt voor het ontwerp? Is de voorliggende POVM-publicatie, in combinatie met POVM-publicatie Toepassing van de eindige elementen methode binnen het ontwerp van waterkeringen (PPE), voldoende compleet en bruikbaar bij de beoordeling, ontwerp, aanleg, beheer en onderhoud van de behandelde langsconstructies in waterkeringen? Is in voldoende mate aangegeven hoe in de aansluiting op OI en WBI en de vigerende technische
	 leidraden is voorzien? Op welke onderdelen en onderwerpen is aanvulling of verbetering wenselijk of noodzakelijk?
	Het rapport is besproken in de ENW-Techniekvergadering van 7 december 2018. Bij de vergadering waren Helle Larsen van Deltares en Dirk van Schie van de POVM aanwezig. Ten tijde van deze vergadering waren de volgende stukken beschikbaar:
	 Brief Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies POVM Langsconstructies 20181123 1720 laatste versie
	Op 21 augustus 2019 is door de POVM een aanvullende vraag gesteld:
	Kan het ENW in het advies ook expliciet aangeven in hoeverre de PPL mag worden gezien als de formele opvolger van de OSPW?
	Deze vraag is door een aantal leden van de werkgroep Veiligheid besproken op 11 oktober 2019. Daarna zijn op 25 oktober 2019 de aanvullende vraag en een nieuwe conceptversie van de PPL besproken in de werkgroep Techniek. Dit betrof onderstaande versie en memo:
*	 POVM Langsconstructies versie-1-1-Concept-15okt2019 Memo-PPL-aanpassingen-15okt2019
	In deze nieuwe versie van de PPL is veel feedback van de bespreking op 7 december 2018 verwerkt. Het advies van het ENW zal worden gegeven op basis van deze nieuwe versie en de memo met aanpassingen.
	Pag. 3 van 5





Reactie op de vraagstelling

 Tot nu toe is bij de toepassing in de praktijk het uitgangspunt conform de oude Leidraad Kunstwerken (2003) geweest dat een, al of niet verankerde, enkelvoudige damwand geen zelfstandige waterkering kan zijn, maar altijd in combinatie met het grondlichaam de waterkerende functie verzorgt. De vraag is of deze beleidsregel nog altijd als harde randvoorwaarde geldt voor het ontwerp?

Met deze vraag wordt gedoeld op de oude beleidsregel van de Provincie Zuid-Holland dat 'enkelvoudig staal' geen zelfstandige waterkering is. Deze beleidsregel wordt in de praktijk nog steeds gehanteerd. Het ENW adviseert deze beleidsregel niet meer als zodanig toe te passen.

Wanneer een ontwerp van damwanden of boorpalenwanden voldoet aan de ontwerpcriteria, mag deze oplossing niet worden uitgesloten. Een dergelijke wand moet dan bijvoorbeeld wel over de bovenste meters grond- en waterdicht zijn. Damwanden zijn dit al middels de sloten en bij een boorpalenwanden kan dit met aanvullende technieken worden bereikt.

 Is de voorliggende POVM-publicatie, in combinatie met POVM-publicatie Toepassing van de eindige elementen methode binnen het ontwerp van waterkeringen (PPE), voldoende compleet en bruikbaar bij de beoordeling, ontwerp, aanleg, beheer en onderhoud van de behandelde langsconstructies in waterkeringen?

De set publicaties is voldoende compleet en bruikbaar. Geadviseerd wordt om de PPL te gaan toepassen, praktijkervaring op te gaan doen en deze ervaringen in latere updates van de PPL op te nemen.

Is in voldoende mate aangegeven hoe in de aansluiting op OI en WBI en de vigerende technische leidraden is voorzien?

De aansluitingen met OI (Ontwerpinstrumentarium) en WBI (Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium) worden goed benoemd. Verder maakt het ENW de volgende opmerkingen ten aanzien van de veiligheidsbenadering en de aansluiting bij de overstromingskansbenadering:

- De berekeningsmethode en veiligheidsfilosofie is versimpeld ten opzichte van de oude versie, doordat de diverse faalmechanismen nu even zwaar worden getoetst en er geen onderscheid meer gemaakt hoeft te worden tussen de verschillende mechanismen.
- Voor het ontwerp van een dijkvak lijkt nu meer inspanning nodig, omdat voor elk project de schematiseringsfactoren bepaald moeten worden op basis van een gevoeligheidsanalyse.
- De materiaalfactoren op grond worden in de nieuwe versie van de PPL achterwege gelaten, maar daar tegenover staat dat modelfactoren en belastingeffectfactoren worden geïntroduceerd. Het ENW wil benadrukken dat een gedegen toelichting op deze benadering essentieel is, omdat het gebruik van materiaalfactoren hoort bij het rekenen conform de Eurocodes.
- In een presentatie bij ENW-Techniek over de bezwijkproeven in de Eemdijk kwam naar voren dat er al enige conclusies konden worden getrokken die neigden naar een positieve bijstelling van veiligheidsfactoren. Het ENW adviseert om de resultaten van de proef te verwerken in voorliggende rapportage.
- Ten slotte adviseert het ENW energie te steken in het verkrijgen van betrouwbare invoerparameters, want deze zijn naast de methode ook bepalend voor de uitkomst. De grondsterkte en waterspanning zijn de parameters met grote onzekerheid en tegelijkertijd van behoorlijke invloed op het ontwerp.
- 4. Op welke onderdelen en onderwerpen is aanvulling of verbetering wenselijk of noodzakelijk?

Het lijkt een behoorlijke inspanning om de PPL en PPE toe te passen. Het zou goed zijn om vereenvoudigde methoden te gaan ontwikkelen die zijn geijkt aan de complexe EEM.

Pag. 4 van 5



Colofon

Deze publicatie is opgesteld in opdracht van

POV Macrostabiliteit, onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma

Trekker van de POV Macrostabiliteit

Waterschap Rivierenland Postbus 599 4000 AN Tiel (0344) 64 90 90

Redactie

Lijn43

Vormgeving

mariëtte jongen vormgeving

ISBN/EAN: 978-90-829248-3-1

© POV Macrostabiliteit, 2020

Aansprakelijkheid

De POV Macrostabiliteit en degenen die aan dit product hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze publicatie. Toch kan niet worden uitgesloten dat de inhoud onjuistheden bevat. De gebruiker van dit product aanvaardt daarvoor het risico. De POV Macrostabiliteit sluit, mede ten behoeve van de auteurs, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van informatie uit dit product.



Contact

Deze publicatie is opgesteld in opdracht van POV Macrostabiliteit, onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma

Trekker van de POV Macrostabiliteit Waterschap Rivierenland Postbus 599 4000 AN Tiel (0344) 64 90 90