

POVM Langsconstructies

Een publicatie van de POV Macro stabiliteit



POVM Langsconstructies

Een publicatie van de POV Macrostablieit

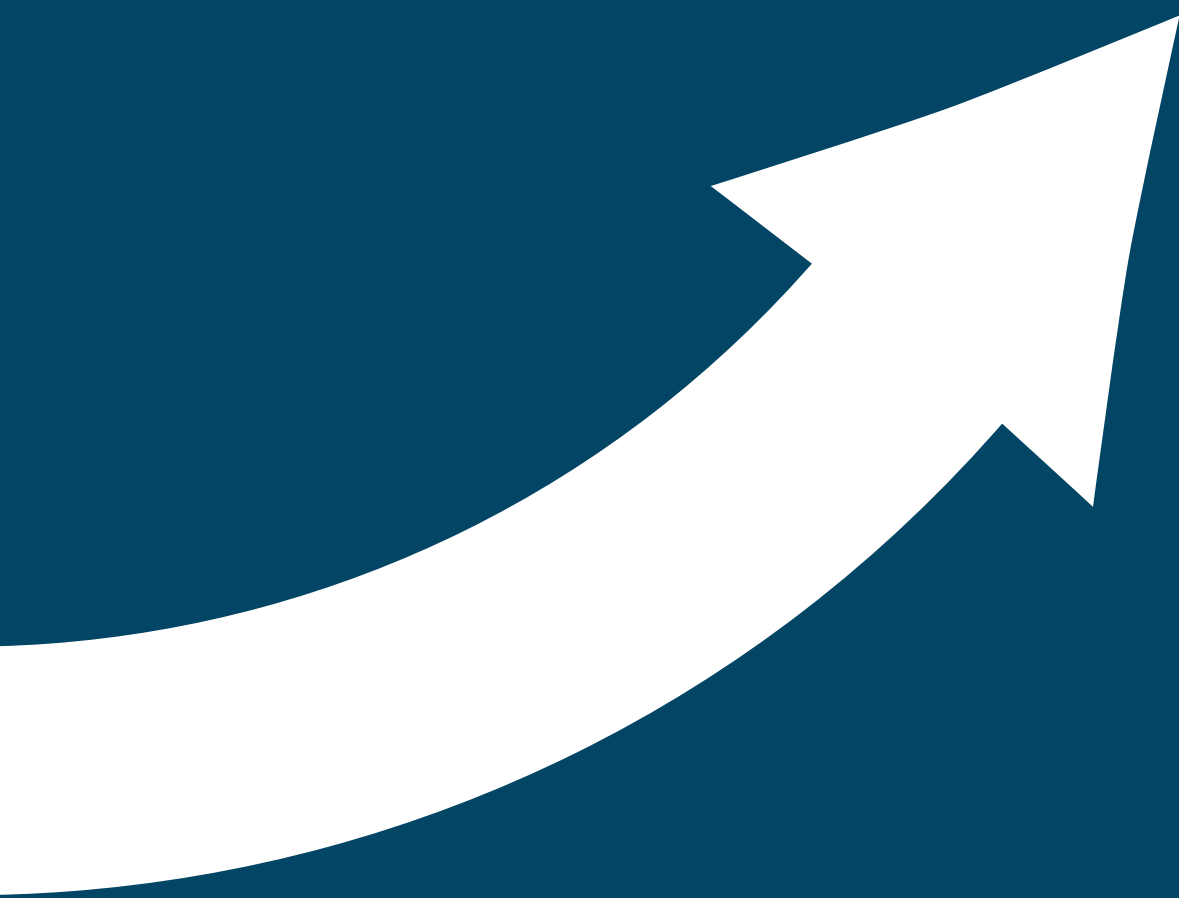
Auteurs

Helle Larsen (Deltares, projectleider)
Rob van der Sman (Royal HaskoningDHV)
Vasco Veenbergen (ABT)
Hans Verbraken (Besix)

Datum

Maart 2020





Voorwoord

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

Door de POVM zijn een zestal publicaties opgesteld waarin het ontwerp alsmede de beheer- en onderhoudsaspecten van een aantal nieuwe technieken en innovaties zijn beschreven.

- Drainagetechnieken, PPD;
- Grondverbeteringen PPG;
- Vernagelingstechnieken PPV;
- Langsconstructies PPL;
- Eindige-elementenmethode, PPE;
- Actuele sterkte, PPA.

De voorliggende publicatie, de PPL, gaat over verschillende typen langsconstructies.

Deze PPL geeft praktische aanwijzingen en voorbeelden voor toepassing van stabiliteitverhogende langsconstructies als dijkversterkingstechniek bij dijken met een macrostabiliteitsprobleem. Deze publicatie is gebaseerd op actuele inzichten ten aanzien van de veiligheidsbenadering, geotechniek en reken technieken aan constructies in waterkeringen, binnen het kader van de Waterwet. De publicatie moet in samenhang worden gezien met de gelijktijdig opgestelde publicatie Eindige-elementenmethode, waarin verschillende voorbeelden zijn uitgewerkt.

Omdat de POVM-publicaties gebruikt worden voor veel dijkversterkingsprojecten, is het van belang dat de sector de inhoud ervan breed draagt. Om dat te borgen is per per techniek, voor de begeleiding, een brede commissie van deskundigen samengesteld (Klankbordgroep).

Voor 'Langsconstructies' was de samenstelling van de Klankbordgroep als volgt:

Leden Klankbordgroep	Organisatie
Ir. S. (Said) Azzouzi	Arcadis
Ing. M. (Martin) van de Beek	Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden
Ing. J. (Jeroen) Buijs	F.L. Liebrechts
Ir. R. (Ryan) van der Eijk	Boskalis
ir. M.J.C. (Marc) Everaars	Sweco Nederland BV
Ir. H.B. (Bart) Hendrix	Rijkswaterstaat
Msc. R. (Rense) van IJken	Van Oord
Ir. H.J. (Herman-Jaap) Lodder	Waterschap Rivierenland
Ir. E. (Eelco) Oskam	ProRail
Ir. B. (Ben) Rijneveld	Fugro
Ing. T.J. (Martin) Schepers	POV Macrostabiliteit

Leden Klankbordgroep	Organisatie
D. (Dirk) van Schie (voorzitter)	POV Macrostablieit
Ing. W.L. (Pim) Schipper	Ingenieursbureau Concretio
Ir. J.J.M. (Jasper) Sluis	Witteveen+Bos
Dr.ir. M.A. (Meindert) Van	POV Macrostablieit
Ing. E.G. (Eelco) van der Velde	Bauer Funderingstechnieken
C. Wijk	Ploegam.nl
Ir. H.J. (Herm Jan) Wolters	IV-Infra

Het schrijfteam voor deze publicatie bestond uit de volgende personen:

Leden Schrijfteam	Organisatie
Ing. H. (Helle) Larsen	Deltares (projectleider)
Ir. R. (Rob) van der Sman	Royal HaskoningDHV
Ir. V. (Vasco) Veenbergen	ABT
Ir. H. (Hans) Verbraken	BESIX

Een review heeft verder plaatsgevonden door prof. ir. A.F. van Tol. Aan de eindredactie is ten slotte bijgedragen door ir. M.A.T. Visschedijk.

De POVM spreekt zijn dank uit aan de leden van het Schrijfteam en aan de Klankbordgroep. Met veel inzet en enthousiasme en in samenwerking met diverse partijen hebben zij gewerkt aan de realisatie van deze publicatie.

Tiel, april 2020

Ing. T.J. Schepers MPM
Programmameider POV Macrostablieit

Dr. ir. M.A. (Meindert) Van
Technisch Manager POV Macrostablieit

D. van Schie
Projectsecretaris POV Macrostablieit



Inhoud

Voorwoord		3
1	Inleiding	17
1.1	Context	17
1.2	Positionering POVM-publicaties	17
1.2.1	Overzicht	17
1.2.2	Beoordelen van primaire keringen	19
1.2.3	Ontwerpen van primaire keringen	21
1.2.4	Ontwerpen en beoordelen van stabiliteitverhogende langsconstructies	22
1.3	Doelgroep	22
1.4	Reikwijdte publicatie	22
1.5	Waar en wanneer kunnen langsconstructies worden toegepast?	23
1.6	Belangrijk historisch en recent onderzoek	24
1.7	Totstandkoming	24
1.8	Leeswijzer	25
2	Typen langsconstructies	27
2.1	Inleiding	27
2.2	Stabiliteitverhogende langsconstructies	27
2.2.1	Principe	27
2.2.2	Technieken	28
2.2.3	Toepassingsmogelijkheden	28
2.3	Andere functies van langsconstructies	31
2.4	Niet in deze PPL uitgewerkte langsconstructies	31
2.4.1	Traditionele langsconstructies	31
2.4.2	Hybride oplossingen	32
3	Afwegings- en toepassingscriteria voor dijkversterkingstechnieken	33
3.1	Inleiding	33
3.2	Ruimtelijke mogelijkheden dijkversterking	33
3.3	Haalbaarheid veiligheid geotechnische stabiliteit (macrostabiteit)	34
3.4	Invloed restprofiel, materiaal kern dijk en hoeveelheid overslag	36
3.5	Aanpassingen ter voorkoming van piping	37
3.6	Ruimtebeslag	37
3.7	Risico's tijdens de realisatiefase	37
3.8	Risico's tijdens de gebruiksfase	37
3.9	Monitoring en onderhoud	37
3.10	Duurzaamheid	37
3.11	Uitbreidbaarheid/adaptief vermogen	38
3.12	Kosten	38

4	Veiligheidsbenadering	39
4.1	Wettelijke kaders	39
4.2	Maximaal toelaatbare faalkans	39
4.2.1	Gebruiksfase	39
4.2.2	Bouwfase	41
4.3	Vereiste redundantie	41
4.4	Vereiste levensduur	41
4.5	Afdekken van onzekerheden	41
4.6	Overzicht van toe te passen controles en rekenmodellen	42
4.6.1	Macrostabieliteit	42
4.6.2	Vervorming door hoogwaterbelasting	43
4.6.3	Duurzaamheid	43
4.7	Overzicht van toe te passen eisen en partiële factoren	44
4.8	Nadere uitwerking van controles, eisen en partiële factoren	47
4.8.1	Geotechnische stabiliteit (GEO1)	47
4.8.2	Verticaal evenwicht (SSI1)	48
4.8.3	Snijden van constructieve elementen door de grond (GEO2)	50
4.8.4	Deformaties tijdens hoogwateromstandigheden	51
4.8.5	Controle op constructieve sterkte (STR) en houdkracht (SSI2)	52
4.8.6	Piping en heave	53
4.8.7	Niet-kritische instabiliteit (restprofiel)	53
5	Aanwijzingen voor meerdere constructietypen	57
5.1	Inleiding	57
5.2	Bodemopbouw in dwarsdoorsnede	57
5.2.1	Informatiebronnen	57
5.2.2	Grondonderzoek	57
5.2.3	Stochastische ondergrondschematisering	58
5.3	Grondeigenschappen	58
5.4	Waterspanningsverloop; binnenwaartse macrostabieliteit	59
5.4.1	Algemeen	59
5.4.2	Invloed van langsconstructie en restprofiel onder maatgevende omstandigheden	61
5.4.3	Schematiseren van opdrijfcondities	62
5.4.4	Schematiseren van infiltratie-scenario door significante overslag	63
5.5	Waterspanningsverloop; buitenwaartse macrostabieliteit	64
5.6	Schematiseringsscenario's	64
5.7	Eigenschappen van stalen doorsneden	64
5.7.1	Algemeen	64
5.7.2	Alleen gebruik van elastisch weerstandsmoment	64
5.7.3	Invloed van corrosie	65
5.7.4	Scheve buiging	65
5.8	Langsconstructies met openingen	66
5.8.1	Openingsfactor en equivalente 2D-stijfheden	66
5.8.2	Discontinue damwanden	67

5.9	Verankering	69
5.10	Betonconstructies	70
	5.10.1 Algemeen	70
	5.10.2 Belastingen	71
	5.10.3 Sterkte	72
	5.10.4 Buigstijfheid	72
	5.10.5 Scheurwijdte toets	72
5.11	Standaardbelastingen	73
	5.11.1 Hydraulische belastingen	73
	5.11.2 Grondophoging	74
	5.11.3 Wegverkeer	75
	5.11.4 Scheepvaartverkeer (aanvaring, troskrachten, scheepsgolven)	75
5.12	Bijzondere belastingen	76
	5.12.1 Ijsbelasting	76
	5.12.2 Aardbevingsbelasting	76
	5.12.3 Windbelasting	76
	5.12.4 Temperatuurbelasting	77
	5.12.5 Overige (veranderlijke) belastingen	77
6	Aanwijzingen voor eindige-elementtoepassing	79
6.1	Inleiding	79
6.2	Samenvatting POVM-publicatie 'Eindige-elementenmethode'	79
6.3	Vergelijkende 3D-berekening	81
7	Uitvoeringsaspecten in relatie tot het ontwerp	83
7.1	Inleiding	83
7.2	Veiligheidseisen voor de dijk tijdens de bouwphase	83
7.3	Invloed tijdens inbrengen constructieve elementen	84
7.4	Monitoring in relatie tot gestelde grenswaarden	85
7.5	Verificatie uitvoering	86
	7.5.1 Voorbereiding uitvoering	86
	7.5.2 Tijdens de realisatie	87
	7.5.3 Veranderingen na het inbrengen van de langsconstructie	88
8	Kwaliteitsborging	89
8.1	Algemeen	89
8.2	Kwaliteitsborging ontwerpfase	89
8.3	Kwaliteitsborging realisatiefase	89
9	Gebruiks- en instandhoudingsfase	91
9.1	Beheer en onderhoud van stabiliteitverhogende langsconstructies	91
9.2	Veranderingen in waterspanningen door het aanbrengen van een stabiliteitverhogende langsconstructie onder dagelijkse omstandigheden	92
9.3	Lifecyclemonitoring	93
9.4	Veiligheidsbeoordeling	95
9.5	Uitbreidbaarheid van de langsconstructie (adaptief vermogen)	95

10	Procedures en besluitvorming	97
10.1	Inleiding	97
10.2	Uitgangspunten plaatsen langsconstructie	97
10.2.1	Technische zaken bij plaatsing	97
10.2.2	Praktische zaken voor beheer en onderhoud	97
10.3	Juridische uitgangspunten percelen niet in eigendom van dijkbeheerder	97
10.3.1	Inleiding	97
10.3.2	Zakelijk recht	97
10.3.3	Ontheffing	98
10.3.4	Gedoogplicht	98
10.3.5	Onderhoud langsconstructie	98
10.4	Procedures	98
10.4.1	Projectplan Waterwet wordt Projectbesluit Omgevingswet	98
10.4.2	Omgevingsvergunning versus bestemmingsplan	99
10.4.3	Aanmeldingsnotitie voor de MER-beoordeling	99
10.4.4	Omgevingsvergunning	99
10.4.5	Ontheffing Provinciale Milieuverordening	99
10.5	Uitvoering	99
11	Damwand	101
11.1	Inleiding	101
11.2	Principe	101
11.3	Overwegingen	101
11.4	Overzicht van toe te passen controles	102
11.5	Geotechnische stabiliteit (GEO1)	102
11.6	Verticaal evenwicht (SSI1)	103
11.7	Piping en heave	103
11.8	Constructieve toets sterkte damwand (STR1)	103
11.8.1	Inleiding	103
11.8.2	Rekenwaarde van de normaalkracht in de wand $N_{s;d}$	103
11.8.3	Rekenwaarde buigend moment in de wand $M_{s;d}$	104
11.8.4	Controle op snedekrachten in de wand	104
11.8.5	Controle op knikcapaciteit wand	104
11.8.6	Controle op dwarskrachtcapaciteit wand	105
11.9	Controle verankering	105
11.9.1	Inleiding	105
11.9.2	Rekenwaarde ankerkrachten $F_{s;A;d}$ en $F_{s;gr;d}$	106
11.9.3	Controle op spanningscapaciteit ankerstaaf	106
11.9.4	Controle op uittrekkraft ankerlichaam (SSI2)	106
11.9.5	Controle op ankeruitval	107
11.10	Controle gording (STR2)	107
11.10.1	Algemeen	107
11.10.2	Controle op bezwijken gording bij discontinue verankerde damwanden	108
11.10.3	Controle op bezwijken gording bij discontinue onverankerde damwanden	110
11.10.4	Controle op bezwijken gording bij continue onverankerde damwanden	110

11.11	Bevestiging ankers en damwand	111
11.12	Vervormingstoets	111
11.13	Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp	111
	11.13.1 Inleiding	111
	11.13.2 Kwel langs ankerstaaf	111
	11.13.3 Beïnvloeding geohydrologische situatie	112
11.14	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	112
	11.14.1 Algemeen	112
	11.14.2 Voorbereiding van de uitvoering	112
	11.14.3 Trillingreducerende maatregelen	112
	11.14.4 Beïnvloeding macrostabieleit tijdens de uitvoering	114
	11.14.5 Omgevingsbeïnvloeding	114
	11.14.6 Verificatie op uitvoeringsafwijkingen	114
	11.14.7 Verificatie op de gerealiseerde sterkte	115
11.15	Aspecten tijdens de gebruiks- en instandhoudingsfase	115
12	Boorpalenwand	119
12.1	Inleiding	119
12.2	Principe	119
12.3	Overzicht van toe te passen controles	120
12.4	Schematisering buigstijfheid	120
12.5	Toets geotechnische aspecten (GEO)	120
	12.5.1 Macro-instabiliteit (GEO1)	120
	12.5.2 Snijden (GEO2)	120
12.6	Verticaal evenwicht (SS1)	121
12.7	Constructieve toets (STR1)	121
	12.7.1 Algemeen	121
	12.7.2 Rekenwaarde buigend moment in de wand	122
	12.7.3 Rekenwaarde van de normaalkracht in de wand $N_{s;d}$	122
	12.7.4 Scheurwijdte beton	122
	12.7.5 Rekenwaarde ankerkrachten en controle ankeruitval	122
	12.7.6 Ontwerp deksloof en ankerstoel	123
	12.7.7 Uittrekkkracht ankerlichaam (SS2)	123
12.8	Vervormingstoets	123
12.9	Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp	123
	12.9.1 Kwel langs ankerstaaf	123
	12.9.2 Beïnvloeding geohydrologische situatie	123
	12.9.3 Opbarsten grond in boorbuis	123
	12.9.4 Fietspomp-effect	124
	12.9.5 Uitvoeringstoleranties	124
12.10	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	125
	12.10.1 Inleiding	125
	12.10.2 Uiteindelijke betonkwaliteit	125
	12.10.3 Beïnvloeding macrostabieleit tijdens de uitvoering	125
	12.10.4 Beïnvloeding vervormingen directe omgeving	126

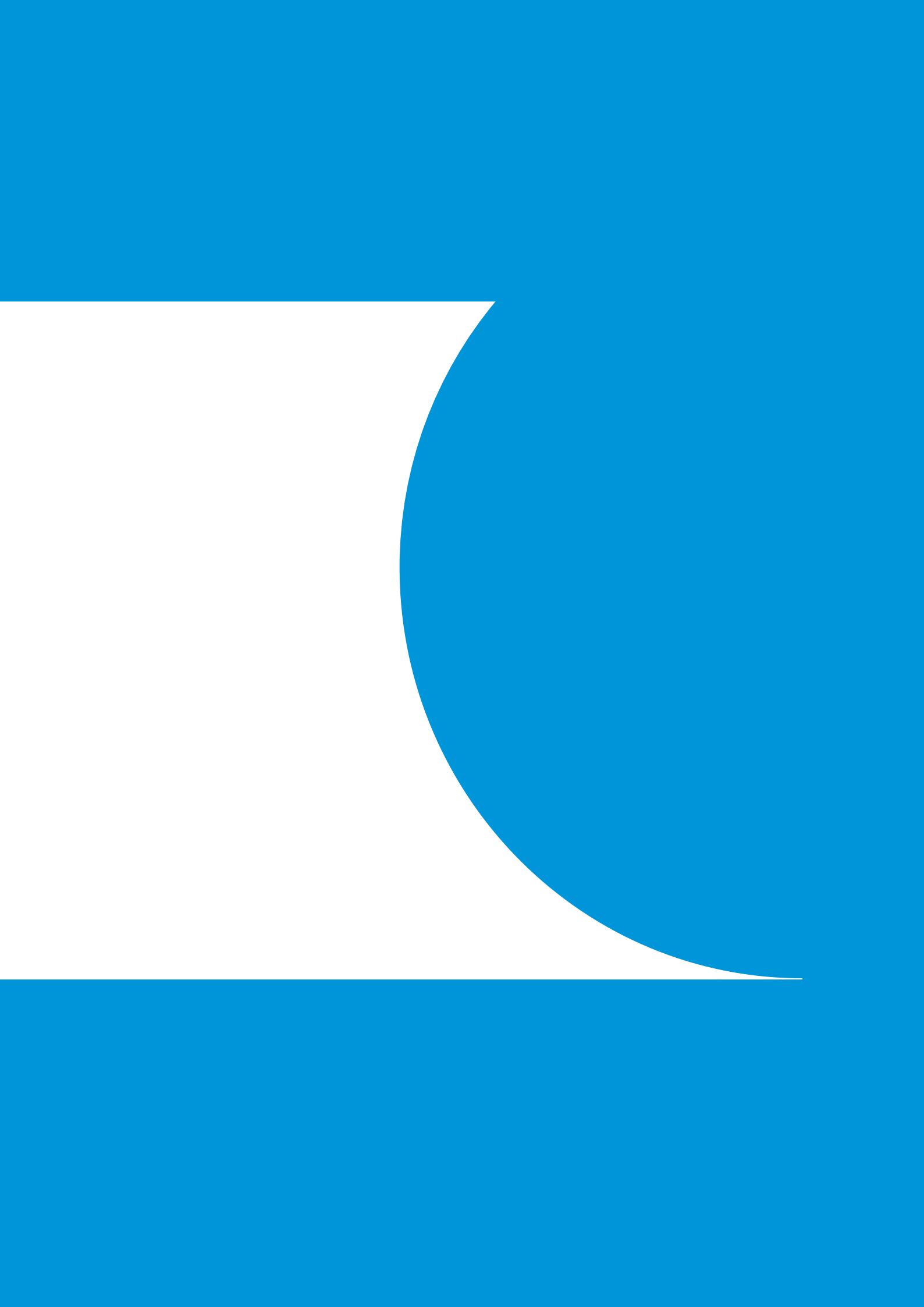
	12.10.5	Monitoring in relatie tot gestelde eisen	126
	12.10.6	Verificatie van de sterkte van het gerealiseerde ontwerp	127
	12.10.7	Plaatsingstolerantie tijdens de realisatie	127
	12.11	Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase	127
13		Diepwand en barette wand	129
	13.1	Inleiding	129
	13.2	Principe	129
	13.3	Overzicht van toe te passen controles	130
	13.4	Schematisering buigstijfheid	131
	13.5	Geotechnische stabiliteit (GEO1)	131
	13.6	Piping en heave	131
	13.7	Constructieve toets (STR1)	131
	13.7.1	Algemeen	131
	13.7.2	Krachten in de wand	132
	13.7.3	Scheurwijdte beton	132
	13.7.4	Ontwerp deksloof	132
	13.8	Vervormingstoets	134
	13.9	Beoordeling doorlatendheid constructie	134
	13.10	Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp	134
	13.10.1	Kwel langs ankerstaaf	134
	13.10.2	Beïnvloeding geohydrologische situatie	134
	13.11	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	134
	13.11.1	Inleiding	134
	13.11.2	Uitvoeringsmethode	135
	13.11.3	Beïnvloeding stabiliteit en omgeving tijdens uitvoering	136
	13.11.4	Monitoring in relatie tot gestelde eisen	139
	13.11.5	Verificatie van de sterkte van het gerealiseerde ontwerp	139
	13.12	Bentonietverlies tijdens realisatie	140
	13.13	Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase	140
14		Combiwand	141
	14.1	Inleiding	141
	14.2	Principe	141
	14.3	Sterkte- en stijfheidseigenschappen	141
	14.4	Overzicht van toe te passen controles	141
	14.5	Geotechnische toets (GEO)	142
	14.5.1	Controle op overall- en taludinstabiliteit (GEO1)	142
	14.5.2	Controle op 'snijden' (GEO2)	142
	14.6	Verticaal evenwicht (SSI1)	142
	14.7	Piping en heave	142
	14.8	Constructieve toets (STR)	142
	14.8.1	Wand	142
	14.8.2	Controle verankering	143
	14.8.3	Controle gording	143

14.9	Vervormingstoets	143
14.10	Beoordeling doorlatendheid constructie	143
14.11	Bevestiging ankers en damwand	143
14.12	Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp	143
14.13	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	143
	14.13.1 Inleiding	143
	14.13.2 Monitoring in relatie tot gestelde eisen	144
	14.13.3 Verificatie van de sterkte van het gerealiseerde ontwerp	144
14.14	Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase	144
15	Kistdam	145
15.1	Inleiding	145
15.2	Principe	145
15.3	Uitvoering	146
16	Korte damwand	147
16.1	Inleiding	147
16.2	Principe	147
	16.2.1 Algemeen	147
	16.2.2 Ontwikkeling	148
16.3	Overzicht van toe te passen controles	149
16.4	Schematiseringsaspecten	149
	16.4.1 Inleiding	149
	16.4.2 Gevoeligheid voor bodemschematisering	150
	16.4.3 Invloed plaatsingsonzekerheden	150
	16.4.4 Restprofiel	150
16.5	Geotechnische toets (GEO1)	150
16.6	Constructieve toets (STR1)	150
16.7	Vervormingstoets	150
16.8	Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp	150
	16.8.1 Inleiding	150
	16.8.2 Afdichting gat in de grond na installatie van de damwand	151
	16.8.3 Beïnvloeding geohydrologische situatie	151
16.9	Invloed plaatsingsonzekerheden op het ontwerp	151
16.10	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	152
	16.10.1 Inleiding	152
	16.10.2 Ervaringen uitvoering	152
	16.10.3 Voorbereiding van de uitvoering	153
	16.10.4 Invloed op macrostabieleit tijdens de bouw	154
	16.10.5 Verificatie op uitvoeringsafwijkingen ontwerp	154
16.11	Aspecten tijdens de gebruiks- en instandhoudingsfase	154
17	Korte boorpalenwand	155
17.1	Inleiding	155
17.2	Principe	155
	17.2.1 Algemeen	155
	17.2.2 Ontwikkeling	155

17.3	Overzicht van toe te passen controles	156
17.3.1	Algemeen	156
17.3.2	Uitvoeringstoleranties in ontwerp	156
17.4	Geotechnische toets (GEO)	157
17.5	Schematisering buigstijfheid	157
17.6	Constructieve toets (STR1)	157
17.7	Vervormingstoets	157
17.8	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	157
17.8.1	Inleiding	157
17.8.2	Uitvoeringstoleranties in relatie tot het ontwerp	158
17.8.3	Opvullen loze ruimte boven paalkop	158
17.8.4	Verificatie op uitvoeringsafwijkingen ontwerp	158
17.9	Aspecten tijdens de gebruiks- en instandhoudingsfase	159
18	Dijkdeuvels	161
18.1	Inleiding	161
18.2	Principe	161
18.2.1	Algemeen	161
18.2.2	Ontwikkeling	162
18.3	Overzicht van toe te passen controles	162
18.4	Levensduur	163
18.5	Schematiseringsaspecten	163
18.5.1	Inleiding	163
18.5.2	Gevoeligheid bodemschematisering	163
18.5.3	Uitvoeringstolerantie	163
18.5.4	Restprofiel	163
18.5.5	3D eindige-elementenanalyse	164
18.5.6	Buigstijfheid dijkdeuvel	164
18.5.7	In rekening te brengen variatie van puntniveau	165
18.6	Geotechnische toets	165
18.6.1	Taludstabiliteit en overall stabiliteit (GEO1)	165
18.6.2	Toetsing op 'snijden'	165
18.7	Constructieve toets (STR1)	166
18.7.1	Inleiding	166
18.7.2	Rekenwaarde van de normaalkracht in de dijkdeuvel $N_{s;d}$	166
18.7.3	Rekenwaarde buigend moment in de dijkdeuvel $M_{s;d}$	166
18.7.4	Rekenwaarde dwarskracht in de dijkdeuvel	168
18.7.5	Controle op capaciteit stalen buis dijkdeuvel	168
18.7.6	Toetsing grout	169
18.8	Vervormingstoets	171
18.9	Inpassing	172
18.10	Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp	172
18.10.1	Inbedding in stabiele ondergrond	172
18.10.2	Kwel langs dijkdeuvel	172
18.10.3	Beïnvloeding geohydrologische situatie	173
18.10.4	Vergunningen	173
18.10.5	Eigendomsgrenzen	173

18.11	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	173
18.11.1	Inleiding	173
18.11.2	Koppelbussen	173
18.11.3	Hinder voor de omgeving	173
18.11.4	Beïnvloeding macrostabieleit tijdens de uitvoering	173
18.11.5	Beïnvloeding vervormingen directe omgeving	174
18.11.6	Monitoring in relatie tot gestelde eisen	174
18.11.7	Risico op schade aan belendingen	174
18.11.8	Ligging stalen buis in groutlichaam	174
18.11.9	Grout	175
18.11.10	Plaatsingstolerantie tijdens de realisatie	176
18.11.11	Inbrengniveau	176
18.11.12	Verificatie op uitvoeringsafwijkingen ontwerp	176
18.11.13	Herstel van afgekeurde dijkdeuvels	177
18.12	Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase	177
19	Ongewapende soilmix-blokken	179
19.1	Inleiding	179
19.2	Principe	179
19.2.1	Algemeen	179
19.2.2	Ontwikkeling	180
19.3	Overzicht van toe te passen controles	180
19.4	Sterkte en stijfheid van het soilmix-materiaal	181
19.4.1	Algemeen	181
19.4.2	Druksterkte soilmix	182
19.4.3	Schuifsterkte soilmix	182
19.4.4	Treksterkte soilmix	183
19.4.5	Equivalenten 2D-eigenschappen van soilmix-blokken	184
19.4.6	Rekenwaarden sterkte soilmix-materiaal	185
19.4.7	Stijfheid soilmix-materiaal en grond	185
19.4.8	Schuifsterkte op grenslaag van soilmix-materiaal en grond	186
19.5	Eindige-elementoepassing	186
19.5.1	Algemeen	186
19.5.2	Modellering soilmix	187
19.5.3	Rekenfasering	187
19.5.4	Elementennet	187
19.5.5	Bepaling constructieve schematiseringsfactor	188
19.6	Geotechnische toets (GEO)	188
19.7	Constructieve toets (STR)	188
19.8	Vervormingstoets	188
19.9	Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp	188
19.9.1	Afdekking risico's in het constructieve ontwerp	189
19.9.2	Beïnvloeding geohydrologische situatie	190
19.9.3	Vergunningen	190
19.9.4	Eigendomsgrenzen	190

19.10	Kwaliteitsbeheersing	190
19.11	Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie	191
19.11.1	Inleiding	191
19.11.2	Uitvoeringsmethode	191
19.11.3	Uitvoeringsaspecten	192
19.11.4	Hinder voor de omgeving	194
19.11.5	Beïnvloeding macrostabiliteit tijdens de uitvoering	195
19.11.6	Effect temperatuur op waterspanningen	195
19.11.7	Scheurvorming tijdens de uitvoering	196
19.11.8	Beïnvloeding van vervormingen in de directe omgeving	196
19.11.9	Monitoring tijdens de uitvoering	196
19.12	Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase	196
20	Kennisleemtes	197
	Referenties	201
	Begrippenlijst	204
	Symbolen	209
	Afkortingenlijst	211
	Bilagen	
A	Partiële factoren langsconstructies	213
B	Toe te passen rekenmodellen buiten EEM	219
C	Pragmatische invulling overgang van de langsconstructie naar de grondrijk	227
D	Aanbevelingen bij contractvorm Design & Construct	235
E	Voorbeeldberekening gording	241
F	Berekening 2e orde-momenten	243
G	ENW-advies	245



1 Inleiding

1.1 Context

Als een dijk niet voldoende veiligheid biedt tegen het faalmechanisme macrostabiliteit, is een dijkversterking nodig. Bij dicht op de dijk staande bebouwing of bij ruimtegebrek is het niet altijd mogelijk deze in grond uit te voeren. In dat geval kan het toepassen van een langsconstructie uitkomst bieden voor het macrostabiliteitsprobleem: samen met de dijk zelf zorgt deze dan voor voldoende veiligheid. De voorliggende POVM-publicatie (versie 1.2) over stabiliteitverhogende langsconstructies is opgesteld op initiatief van de POV¹ Macrostabiliteit (POVM) en vormt een hulpmiddel in de ontwerp-, realisatie- en beheerfasen van de waterkeringen die door middel van stabiliteitverhogende langsconstructies, verder kortweg 'langsconstructies' genoemd, worden of zijn versterkt.

De publicatie is gebaseerd op actuele inzichten ten aanzien van de veiligheidsbenadering, geotechniek en rekentechnieken aan langsconstructies in waterkeringen, binnen het kader van de Waterwet. De publicatie moet in samenhang worden gezien met de gelijktijdig opgestelde publicatie Eindige elementenmethode, waarin verschillende voorbeelden zijn uitgewerkt.

1.2 Positionering POVM-publicaties

1.2.1 Overzicht

Deze PPL sluit aan op de aanwijzingen in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017c), hierna genoemd: WBI. Het WBI geeft invulling aan de wettelijk verplichte beoordeling van primaire keringen volgens de Waterwet, zie ook § 4.1.

In het WBI wordt verwezen naar de Schematiseringshandleiding voor macrostabiliteit (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b), hierna genoemd: SHM. Zie § 1.2.2 voor een nadere beschrijving van de opbouw van het WBI en de daaraan gerelateerde documenten. Het WBI staat afwijkingen van de SHM toe, op basis van het principe 'Comply or Explain'. Veel SHM-aanwijzingen zijn ook van toepassing voor constructief versterkte dijken. Deze aanwijzingen zijn in het voorliggende document soms overgenomen of, ten behoeve van de leesbaarheid, samengevat. Bij eventuele tekstuele verschillen is de SHM-tekst leidend, tenzij uitdrukkelijk anders aangegeven.

Het WBI is specifiek opgesteld voor het beoordelen van primaire waterkeringen zonder constructieve elementen. Voor het ontwerpen van een versterkingsmaatregel stelt de keringbeheerder de randvoorwaarden vast. Versie 4 van het Ontwerpinstrumentarium (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017d) geeft daarvoor aanvullende aanbevelingen, die met name gelden voor primaire keringen zonder constructieve elementen. Naar deze versie van het ontwerpinstrumentarium wordt hierna verwezen met 'OI2014v4'.

Het WBI en het OI2014v4 geven anno 2020 onvoldoende actuele of complete handvatten voor de beoordeling en het ontwerp van verschillende stabiliteitverhogende technieken. Daarvoor zijn daarom de volgende vier POVM-publicaties opgesteld.

1. POVM Drainagetechnieken (POVM, 2018b)
2. POVM Grondverbeteringen (POVM, 2018c)
3. POVM Langsconstructies (het voorliggende document). Deze publicatie wordt hierna genoemd: PPL.
4. POVM Vernagelingstechnieken (POVM, 2019d). Deze publicatie wordt hierna genoemd: PPV.

¹ POV staat voor Project Overstijgende Verkenning.

De PPL vervangt het document Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (Deltares, 2013a), hierna 'OSPW' genoemd. Sinds 2017 zijn in het OSPW wijzigingen doorgevoerd, waardoor het niet meer aansluit op het WBI. De PPL vervangt om dezelfde reden ook het rapport WTI 2017 Toetsregels, Toets op Maat voor stalen damwandschermen als stabiliteit-verhogende langsconstructie (Deltares, 2015).

De PPL en de PPV verwijzen voor het toe te passen rekenmodel vaak door naar de POVM-publicatie 'Eindige-elementenmethode (POVM, 2019e), hierna genoemd: PPE. Bij eventuele verschillen zijn de PPE-aanwijzingen op het gebied van eindige-elemententoepassing leidend, tenzij uitdrukkelijk anders aangegeven in de PPL.

De PPL en de PPV bouwen beide voort op de veiligheidsbenadering voor een verankerde damwand die in het Basisrapport Eindige-elementenmethode (POVM, 2018e) is voorgesteld en onderbouwd. Dit basisrapport zal hierna B-EEM worden genoemd. Hoofdstuk 4 van deze PPL geeft een overzicht van de veiligheidsbenadering, die ten opzichte van het B-EEM is uitgebreid voor andere constructietypen.

De voorliggende PPL-versie verwijst ten slotte voor diverse partiële factoren en voor diverse constructieve ontwerp- en uitvoeringsaspecten door naar de volgende normen, handboeken en richtlijnen.

- NEN-EN 12063: *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Damwanden* (NEN, 1999)
- NEN-EN 1990+A1+A1/C2: *Eurocode 0: Grondslagen van het constructief ontwerp* (NEN, 2011)
- NEN 8700: *Beoordelen van bestaande bouwconstructies* (NEN, 2012a)
- NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012: *Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden* (NEN, 2012b)
- NEN-EN 1537: *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Grondankers* (NEN, 2013)
- NEN-EN 12699:2015: *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Verdringingspalen* (NEN, 2015a)
- NEN-EN 1536:2010+A1:2015: *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Boorpalen* (NEN, 2015b)
- NEN-EN 1538:2010+A1:2015: *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Diepwanden* (NEN, 2015c)
- NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2016: *Nationale bijlage bij NEN-EN 1992-1-1+C2 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen* (NEN, 2016)
- NEN 9997-1+C2:2017: *Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels.* (NEN, 2017a). Is gelijk aan NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016/NB+C1:2018
- NEN-EN 10248-1:2006: *Warmgewalste damwandprofielen van ongelegeerde staalsoorten - Deel 1: Technische leveringsvoorwaarden* (NEN, 2006a)
- NEN-EN 10248-2:2006: *Warmgewalste damwandprofielen van ongelegeerde staalsoorten - Deel 2: Toleranties op vorm en afmetingen* (NEN, 2006b)
- NEN-EN 12390-3:2017 Ontw.: *Beproeving van verhard beton - Deel 3: Druksterkte van proefstukken* (NEN, 2017b)
- NEN-EN 13791:2018 2e Ontw.: *Beoordeling van de druksterkte van beton in constructies en vooraf vervaardigde betonelementen* (NEN, 2018)
- NEN-EN 12390-6:2009: *Beproeving van verhard beton - Deel 6: Splijttreksterkte van proefstukken* (NEN, 2009)
- CUR: *Handboek C166 Damwandconstructies, 6e druk. Hierna genoemd: CUR166* (CUR, 2012b)
- CUR/COB: *Handboek C231 Handboek diepwanden - Ontwerp en uitvoering* (CUR, 2010b), met Errata (CUR, 2012a)
- CUR Publicatie 223: *Richtlijn Meten en monitoren van bouwputten* (CUR, 2010c)
- CUR Aanbeveling 067: *Rekenregels voor Diepwanden* (CUR, 2018)
- CUR: *Handboek soilmix-wanden; ontwerp en uitvoering* (CURnet SBR, 2016)
- CUR: *Handbook Quay Walls, second edition* (CURnet SBR, 2013)

- CUR: *Handboek Hei- en trilbaarheid palen en damwanden* (CURnet SBR, 2017).
- SBR: *Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken* (SBRCURnet, 2017)
- Rijkswaterstaat: *Rapportage afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden, versie 2015-44407_1* (Rijkswaterstaat, 2015)
- Rijkswaterstaat: *Protocol prepareren en slaan van testplank tbv nieuwe methode corrosietoeslag* (Rijkswaterstaat, 2016)
- DIN 4126:2013-09: *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden* (DIN, 2013)
- CEB FIB: *fip Model Code for Concrete Structures 2010* (CEB FIP, 2013)

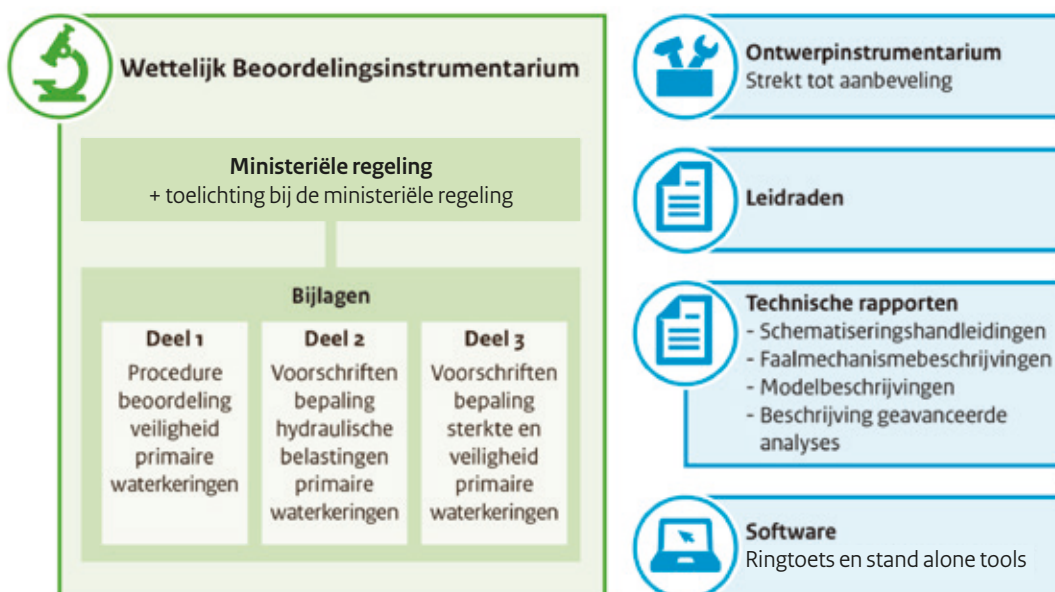
Daar waar in deze PPL – al dan niet letterlijk – uit bovenstaande documenten wordt geciteerd, is bij eventuele verschillen de brontekst leidend, tenzij uitdrukkelijk anders aangegeven in deze PPL. Wanneer de geciteerde tekst na het verschijnen van de PPL wordt gewijzigd in nieuwe versies van bovenstaande brondocumenten, dan wordt ten slotte de gewijzigde tekst in de nieuwste versie leidend. Voor de constructieve detailleringaspecten waarvoor in deze PPL-aanwijzingen ontbreken (zoals voor verbindingen en betonwapening) gelden ten slotte de vigerende Eurocode-normen, tenzij anders bepaald door de opdrachtgever.

1.2.2 Beoordelen van primaire keringen

Het WBI2017 voor de beoordelingsronde 2017-2023 bestaat uit de ministeriële regeling en de volgende drie bijlagen.

- WBI2017 Bijlage I Procedure (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016a)
- WBI2017 Bijlage II Hydraulische belastingen (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017e)
- WBI2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017c)

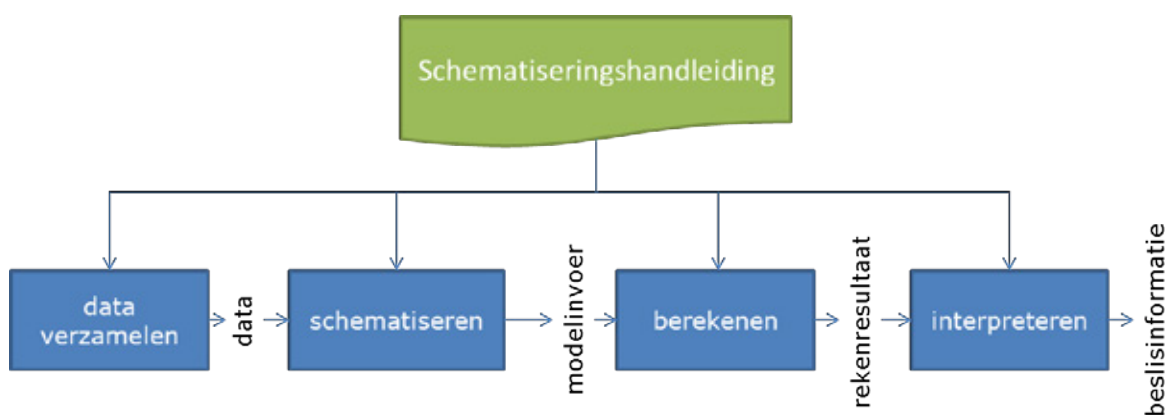
Het WBI bevat de voorschriften voor het uitvoeren van de beoordeling. Figuur 1.1 geeft een overzicht van de structuur van het WBI en de daaraan gerelateerde documenten. Het basisrapport bij het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium voor de beoordelingsperiode 2017-2023 (Deltares, 2016a) beschrijft de inhoudelijke uitgangspunten.



Figuur 1.1 Het WBI2017 en daaraan gerelateerde documenten

Bijlage III bevat definities en eenvoudige toetsregels voor faalmechanismen en faalkansen.

Aanwijzingen voor het schematiseren van een dijk zonder een langsconstructie worden gegeven in de schematiseringshandleidingen. Voor alle binnen het WBI2017 beschouwde faalmechanismen is er zo'n schematiseringshandleiding. De handleidingen voor macrostabiteit (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b) en voor piping (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b) zijn beschikbaar via de Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl). Iedere schematiseringshandleiding beschrijft hoe vanuit data een schematisering wordt gemaakt en hoe vervolgens met een veiligheidsbenadering een berekening wordt gemaakt voor een 'groene dijk', zie Figuur 1.2. De handleiding voor macrostabiteit wordt hierna afgekort tot: SHM.

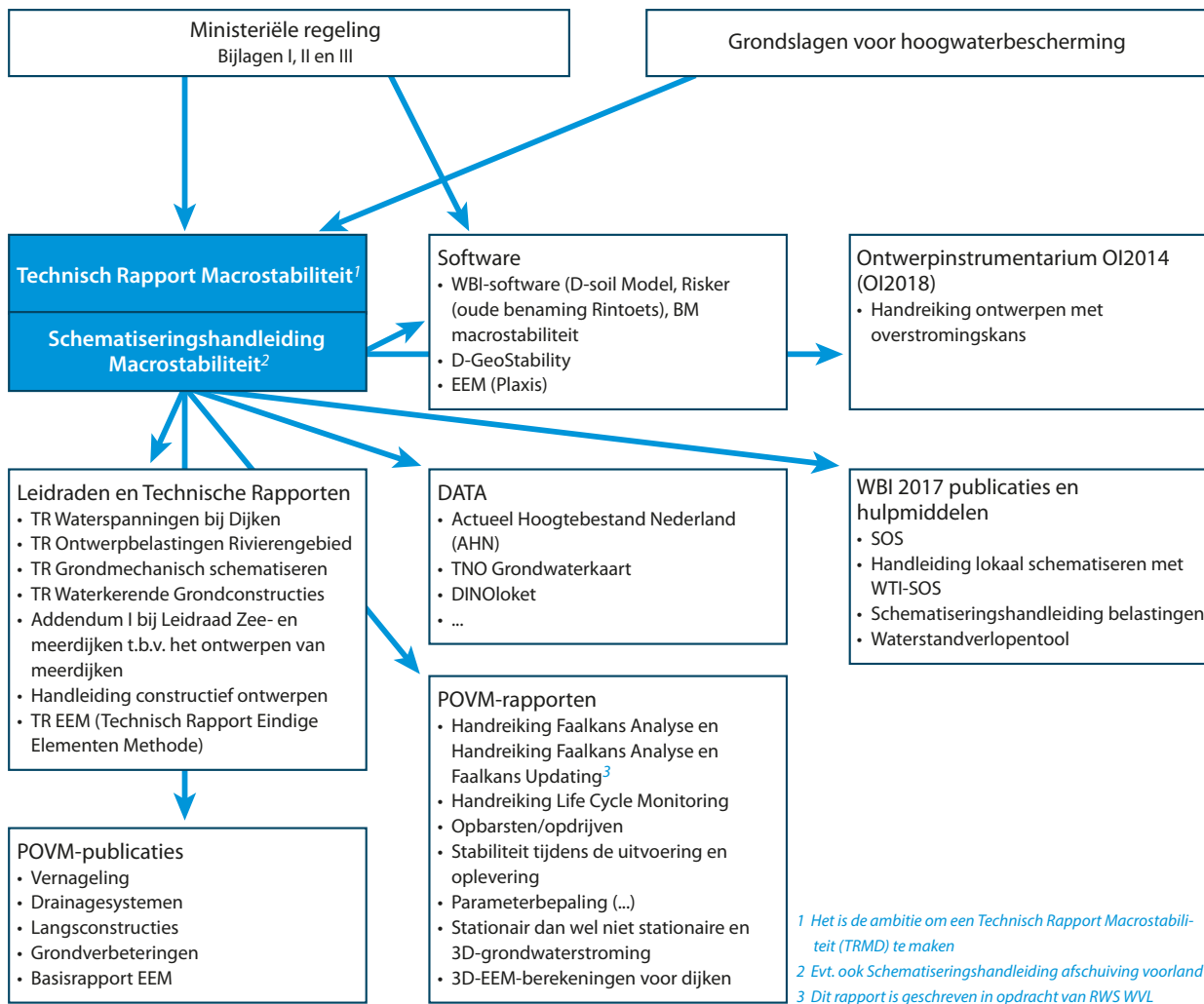


Figuur 1.2 Activiteiten zoals beschreven in de schematiseringshandleiding

De SHM geeft aanwijzingen voor het type en de hoeveelheid onderzoek die nodig zijn om tot een goede schematisering te komen. Verder ondersteunt de SHM gebruikers bij het omzetten van (veld)gegevens naar de juiste rekenparameters en bij het opstellen van goede schematiseringen die in de beoordeling kunnen worden toegepast. De wijze waarop gegevens ingewonnen moeten worden (bijvoorbeeld hoe veldonderzoek of laboratoriumonderzoek uitgevoerd wordt), komt slechts summier aan bod. Hiervoor zijn aparte protocollen, zoals Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen, 1230090-019-GEO-0002, versie 03, 25 mei 2016 (Deltares, 2016c). De schematiseringshandleidingen zijn specifiek opgesteld voor het beoordelen van primaire waterkeringen (zonder constructieve elementen) en kunnen daarom niet zomaar worden toegepast voor andere doeleinden, zoals regionale keringen, ontwerp etc. De positie van de SHM ten opzichte van de overige bouwstenen is weergegeven in Figuur 1.3.

De SHM verwijst onder andere naar de volgende twee technische rapporten, waarnaar in de vervolgttekst ook meermalen zal worden verwezen.

- Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken (TAW, 2004). Hierna genoemd: TRWD.
- Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (ENW, 2012). Hierna genoemd: TRGS.



Figuur 1.3 De positie van de POVM-publicaties met als basis het Technisch Rapport Macrostabiliteit² en de Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit

1.2.3 Ontwerpen van primaire keringen

Het oogmerk van ontwerpen is zorgen dat de waterkering gedurende een vastgestelde planperiode blijft voldoen aan de veiligheidseisen die voortkomen uit de Waterwet, naast eventuele andere functionele eisen.

Aanvullend op het WBI is het OI2014v4 beschikbaar voor het ontwerpen van een primaire waterkering (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017d). Dit instrumentarium is nog in ontwikkeling. Toepassing strekt formeel tot aanbeveling. De meest recente versie is steeds te vinden op de Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl).

De SHM en de OI2014v4 baseren zich beide op in een eerder stadium opgestelde leidraden en technische rapporten van ENW en TAW. Deze rapporten zijn te vinden op de internetpagina www.enwinfo.nl, die doorverwijst naar de Kennisbank waterbouw van de TU Delft. De leidraden zijn geschreven voor ontwerpdoeleinden, omdat in die periode nog geen wettelijke beoordelingsplicht bestond.

² Het Technisch Rapport Macrostabiliteit is nog in ontwikkeling.

1.2.4 Ontwerpen en beoordelen van stabiliteitverhogende langsconstructies

Deze PPL beschrijft de onderwerpen die van belang zijn bij het ontwerpen of beoordelen van een langsconstructie die ervoor zorgdraagt dat de betreffende waterkering voldoet aan de vereiste doelbetrouwbaarheid voor macrostabieleit. De eisen, uitgangspunten en aanpak bij een ontwerp van een langsconstructie zijn op veel punten gelijk aan die bij de 'groene dijk' in het WBI2017. Dit is belangrijk, omdat toets- en ontwerpvoorschriften onderling consistent moeten zijn, zodat een ontwerp niet vroegtijdig wordt afgekeurd. Wel geldt voor een ontwerp van een langsconstructie meestal een andere tijdshorizon waarover de veiligheid van de waterkering wordt beoordeeld. Dit betreft onder andere de hydraulische randvoorwaarden, eventuele ophoogslagen, zettingen, bodemdalingen en veranderingen in waterspanningen (denk bijvoorbeeld aan polderpeilverlagingen) die binnen de betreffende tijdshorizon kunnen plaatsvinden. Ook eventuele degradatie in materiaalsterkte en/of stijfheid van constructieve onderdelen dienen te worden beschouwd bij een ontwerp.

De voorliggende PPL geeft invulling aan de omissies in het WBI2017 en het OI2014v4 voor een aantal stabiliteitverhogende langsconstructies. De verwachting is dat een op basis van deze PPL opgesteld ontwerp voldoet aan de wettelijke eisen conform het WBI2017 en het OI2014v4. Daardoor kan de PPL ook worden toegepast bij het uitvoeren van de Toets op Maat bij bestaande langsconstructies.

Waar de zichtperiode bij het beoordelen van bestaande waterkeringen maximaal 12 jaar zal zijn, wordt in het ontwerp van nieuwe (versterkingen van) waterkeringen over het algemeen een langere levensduur aangehouden, bijvoorbeeld 50 jaar voor de grond dijken en zelfs 100 jaar voor constructieve elementen.

Dit verschil in zichtperiode tussen ontwerpen en beoordelen heeft geen invloed op de waarden van partiële veiligheidsfactoren die in deze ontwerprichtlijn worden genoemd. Wel gelden, in verband met de kortere zichtperiode, andere uitgangspunten en randvoorwaarden voor de beoordeling.

Langsconstructies worden meestal ontworpen voor een periode van 100 jaar omdat het lastig is om deze later uit te breiden of vervangen. De meerkosten voor het ontwerpen voor 100 jaar zijn betrekkelijk gering.

1.3 Doelgroep

Deze PPL is geschreven voor deskundige gebruikers die al bekend zijn met de WBI2017- en OI2014-documenten, evenals met de aanwijzingen en rekenvoorbeelden in de PPE.

1.4 Reikwijdte publicatie

De voorliggende PPL beperkt zich tot het ontwerpen en realiseren van een stabiliteitverhogende langsconstructie in een primaire waterkering. De PPL kan ook worden toegepast bij het uitvoeren van de Toets op Maat bij bestaande langsconstructies. Bij een ontwerp van een langsconstructie geldt een langere tijdshorizon dan bij de beoordeling, zie ook § 1.2.3. De PPL behandelt veel praktische aspecten die van toepassing zijn bij het selecteren, ontwerpen en uitvoeren van een langsconstructie in een primaire waterkering.

De in deze PPL genoemde eisen, mede afgeleid van het wettelijk vereiste beschermingsniveau tegen overstromen (Waterwet), hebben geen betrekking op niet-waterkerende constructies. Voor dat type constructies wordt verwezen naar andere regelgeving in relatie tot het Bouwbesluit.

De PPL behandelt de ontwerpberekeningen voor langsconstructies voor het verbeteren van de binnenwaartse macrostabiliteit en geeft daarnaast aanwijzingen voor de toepassing van langsconstructies bij buitenwaartse macrostabiliteit. In beide gevallen wordt verondersteld dat de veiligheid met betrekking tot overige faalmechanismen aan de daarvoor geldende eisen voldoet. Voor zover het toepassen van constructieve maatregelen ook het optreden van andere faalmechanismen kan beïnvloeden, wordt dat effect eveneens beschouwd. Negatieve effecten van constructieve maatregelen mogen niet leiden tot afkeuring ten aanzien van overige faalmechanismen, tenzij het ontwerp hierin voorziet.

De PPL beperkt zich tot technieken waarbij constructieve elementen in de grond worden geplaatst of in situ gemaakt. Kenmerkend voor stabiliteitverhogende langsconstructies is dat de elementen in de dijk betrekkelijk stijf zijn en onder buiging een bijdrage leveren aan de sterkte van de dijk. Bijvoorbeeld: stalen damwanden en diepwanden.

Een brede selectie van bijzondere waterkerende constructies, ofwel stabiliteitverhogende langsconstructies, komt aan de orde. Zowel de meer klassieke soorten zoals verankerde damwanden en diepwanden waar al veel ervaringen mee zijn opgedaan, als de meer innovatieve kortere wandtechnieken, dijkdeuvels en ongewapende soilmix-blokken. Met deze innovatieve technieken is in dijkversterkingsprojecten nog betrekkelijk weinig ervaring opgedaan. De invulling in deze publicatie is gebaseerd op the state of the art van de betreffende technieken. Nieuwe ervaringen kunnen in de toekomst aanleiding vormen voor aanpassing en uitbreiding.

Waterkerende kunstwerken, ofwel puntconstructies als sluzen, gemalen, coupures etc., worden doorgaans aangelegd om de doorgaande waterkering te onderbreken, ten behoeve van (scheepvaart)verkeer, waterbeheersing of andere zaken. Deze kruisingen worden niet in deze publicatie behandeld. Hiervoor wordt verwezen naar de Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken (Rijkswaterstaat, 2018), te vinden op de site van de Helpdesk Water.

Constructies die alleen een grondkerende functie hebben, bijvoorbeeld kademuren, en die dus geen onderdeel uitmaken van de primaire waterkering, vallen buiten het kader van deze PPL; de bezwijkmechanismen van stabiliteitverhogende langsconstructies in de primaire waterkeringen wijken daar namelijk van af.

Zoals al aangegeven in § 1.2.1 bevat deze publicatie verwijzingen naar relevante Eurocode-normen of andere technische richtlijnen. Onder andere voor wat betreft diverse partiële factoren, constructieve ontwerpaspecten en uitvoeringsrelevante aspecten.

1.5 Waar en wanneer kunnen langsconstructies worden toegepast?

Langsconstructies worden toegepast om niet-waterkerende functies mogelijk te maken, of om die door de versterking van de waterkering te kunnen handhaven. In vergelijking tot een dijkversterking in grond beslaat een langsconstructie minder ruimte. Daardoor blijft er meer ruimte beschikbaar voor de functies woon-/werk- en leefmilieu, landschap, natuur en cultureel erfgoed. Toepassing van langsconstructies in de primaire waterkering is in de meeste gevallen mogelijk, mits er voldoende ruimte is om de constructieve elementen in de grond te realiseren. Vanwege de hogere kosten werd tot op heden echter meestal pas een langsconstructie toegepast als een oplossing in grond niet mogelijk was. Inmiddels is uit vergelijkingen (POVM, 2018f; POVM, 2019e) gebleken dat de in deze PPL beschreven ontwerpbenadering zal leiden tot slankere constructieve elementen dan in het verleden, terwijl de tendens is dat het ongedraineerd rekenen bij grond dijken juist leidt tot zwaardere maatregelen. De kostenverschillen tussen een

grondoplossing en een oplossing met een langsconstructie met deze nieuwe ontwerpbenadering zullen daarom naar verwachting minder groot zijn.

Bij de afweging om wel of niet voor een langsconstructie te kiezen, spelen de realisatiefase en de impact daarvan op de omgeving, een essentiële rol. Een langsconstructie heeft als voordeel dat hij, waar het ruimtebeslag bij een oplossing in grond een knelpunt vormt, vaak beter inpasbaar is. Ook wordt een constructieve oplossing meestal ontworpen voor een langere gebruiksperiode dan een grondoplossing.

1.6 Belangrijk historisch en recent onderzoek

Begin deze eeuw ontstond er behoefte aan het veelvuldig toepassen van stalen damwanden in de Lekdijken in de Krimpenerwaard. Dit leidde tot de start van het onderzoek naar het ontwerpen van lange damwanden in dijken ten behoeve van verbetering van de binnenwaartse stabiliteit bij opdrijven en de daarbij horende veiligheidsbenadering. Aanleiding was dat de dichtheid van de bebouwing langs de dijk de aanleg van een stabiliteitsberm aan de binnenzijde van de dijk onmogelijk maakte zonder het amoveren van de bebouwing. Bovendien was er slechts beperkte ruimte voor het buitendijks versterken van de dijk. Het onderzoek naar het ontwerpen van lange damwanden in dijken heeft geleid tot de ontwikkeling van een ontwerpmethodede met de eindige-elementenmethode (EEM). Dit heeft later geleid tot het opstellen van een eerste ontwerprichtlijn voor stabiliteitsschermen in primaire waterkeringen: de OSPW (Deltares, 2013a). De PPL geldt als een actualisatie en uitbreiding van de OSPW.

In opdracht van de POV Macrostabiteit is in 2017 onderzoek uitgevoerd naar de toe te passen uniforme uitgangspunten in de veiligheidsbenadering in combinatie met de benodigde EEM-analyses bij toepassing van innovatieve technieken. Dit onderzoek heeft geleid tot het opstellen van het Basisrapport Eindige-elementenmethode (POVM, 2018e). Dit achtergrondrapport zal hier in het vervolg B-EEM worden genoemd. Het B-EEM vormt de basis van de aangehouden veiligheidsbenadering in de voorliggende PPL. Als vervolg op het B-EEM is de POVM-publicatie Eindige-elementenmethode (POVM, 2019e) opgesteld. Dit rapport wordt verder PPE genoemd. De PPE geeft aanwijzingen en voorbeelden voor toepassing van de eindige-elementenmethode (EEM) bij het ontwerpen van ten behoeve van macrostabiteit constructief te versterken dijken, binnen de kaders van de Waterwet. De PPE behandelt onderwerpen als parameterbepaling en de rekengang in EEM. Ook worden er voorbeelden van verschillende technieken in uitgewerkt. Deze PPL verwijst op onderdelen naar de PPE.

1.7 Totstandkoming

De voorliggende PPL is een initiatief van de POV Macrostabiteit. In een vrij vroeg stadium zijn een schrijversteam en een klankbordgroep geformeerd. De gekozen veiligheidsbenadering is gebaseerd op het eerder opgestelde B-EEM. Een goede wisselwerking tussen het schrijversteam en de opstellers van het B-EEM en de PPE, evenals een goede wisselwerking tussen het schrijversteam en de klankbordgroep, heeft geleid tot deze PPL met zijn pragmatische ontwerpinstek voor de ontwerppraktijk.

1.8 Leeswijzer

Dit rapport is als volgt opgebouwd.

- Hoofdstuk 2 geeft een beschrijving van de verschillende typen langsconstructies. Aangegeven wordt welke daarvan worden behandeld in deze publicatie.
- In hoofdstuk 3 worden afwegings- en toepassingscriteria's gegeven voor de verschillende langsconstructies.
- De veiligheidsbenadering komt aan bod in Hoofdstuk 4. Bij de veiligheidsbenadering wordt uitgegaan van de eisen op het gebied van waterveiligheid conform het WBI2017 en OI2014 (versie 4) in combinatie met de aanpak van CUR166, NEN-EN 9997-1 en andere normeringen.
- Hoofdstuk 5 bevat aanwijzingen die van toepassing zijn op meer dan één constructietype, waaronder het schematiseren van de ondergrond.
- Hoofdstuk 6 gaat over de toepassing van de eindige-elementen software *PLAXIS* voor het berekenen van stabiliteit, spanningen en vervormingen.
- Hoofdstuk 7 behandelt de uitvoeringsaspecten rondom de realisatie van een langsconstructie
- Hoofdstuk 8 gaat in op de kwaliteitsborging gedurende de levenscyclus van de langsconstructie.
- Hoofdstuk 9 behandelt aspecten van de gebruiks- en instandhoudingsfase tijdens de levensduur van een langsconstructie
- Hoofdstuk 10 gaat in op procedures en besluitvorming rondom het toepassen van een langsconstructie.
- De hoofdstukken 11 tot en met 19 behandelen de verschillende typen langsconstructies.
- Hoofdstuk 20 geeft ten slotte een overzicht van resterende kennisleemtes bij het schrijven van voorliggende publicatie.



2 Typen langsconstructies

2.1 Inleiding

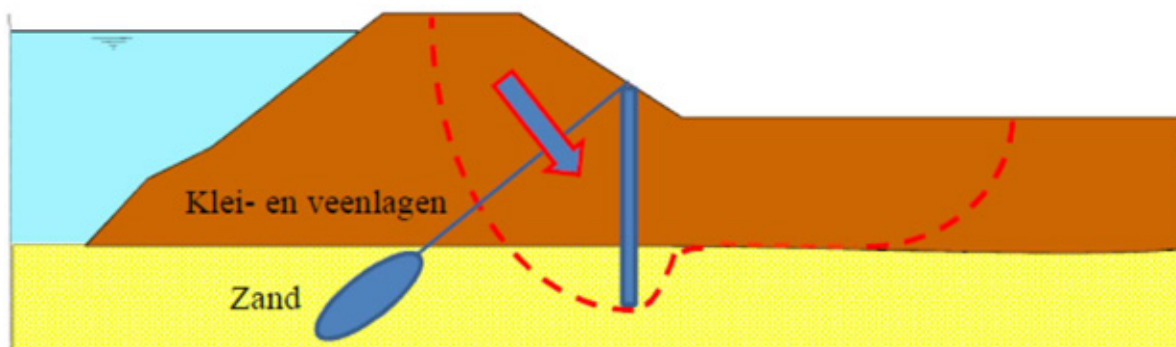
Deze PPL behandelt verschillende typen stabiliteitverhogende langsconstructies die de weerstand van een waterkering tegen het faalmechanisme macrostabiliteit vergroten. In het verleden werden meestal doorlopende wandconstructies zoals damwanden en diepwanden toegepast. Recenter worden ook losstaande elementen toegepast. Meestal zijn dit paalconstructies. In deze PPL worden vooral de 'slantere' vormen van wandconstructies behandeld. Deze worden meestal verticaal in de grond aangebracht. De belastingsafdracht naar de ondergrond van deze constructies vindt voornamelijk plaats via buigende momenten in de constructie en via interactie met de omringende grond. Langsconstructies die vooral worden belast door normaalkracht in de constructieve elementen en door wandwrijving tussen deze elementen en de omringende grond, worden behandeld in de POVM-publicatie Vernagelingstechnieken (PPV).

2.2 Stabiliteitverhogende langsconstructies

2.2.1 Principe

Slanke constructieve (wand)elementen, ook wel 'in de grond ingebedde grondkeringen' genoemd in NEN-EN 9997-1 (NEN, 2017a), zijn relatief dunne constructies van staal, gewapend beton of hout, eventueel ondersteund door ankers en/of stempels en door passieve gronddruk. De buigweerstand van dergelijke constructies speelt een significante rol bij de vergroting van de weerstand van een waterkering tegen het faalmechanisme macrostabiliteit (ook wel aangeduid als 'bezwijkmechanisme macro-instabiliteit'). Daardoor kan, naast de normaalkrachten en vooral ook de buigende momenten in de constructie, de interactie tussen constructie en grond aan beide zijden van de ingebedde constructie een belangrijke bijdrage leveren aan de krachtsafdracht van de (hoogwater)belasting naar de ondergrond. Het gewicht van de in de grond ingebedde constructie zelf is onbelangrijk.

Paragraaf 2.2.2 bevat een opsomming van de stabiliteitverhogende langsconstructies die in deze PPL worden behandeld.



Figuur 2.1 Geotechnische faalmechanismen bij verankerd stabiliteitsscherm in het binnentalud van de dijk

2.2.2 Technieken

In de hoofdstukken 11 tot en met 19 van deze PPL worden de volgende ‘slanke’ constructieve (wand)-elementen behandeld.

- diepwanden en baretwanden
- kistdammen
- (on)verankerde combiwanden
- (on)verankerde damwanden
- (on)verankerde boorpalenwand
- korte damwand
- korte wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen
- dijkdeuvels
- ongewapende soilmix-wanden

Deze slanke constructieve elementen worden meestal verticaal in de grond aangebracht en ze worden vooral op buiging belast. Bij toepassing van de ongewapende versie van soilmix-wanden is de veiligheid tegen bezwijken van het soilmix-materiaal (overschrijding trek-, schuif- of druksterkte) van belang. Deze PPL behandelt alleen ongewapende soilmix-wanden, al bestaat de mogelijkheid om wapening toe te passen ook. De POVM-publicatie Grondverbeteringen (POVM, 2018c) behandelt andere varianten van het versterken van de grond, onder andere door middel van bodeminjecties. Ook daarbij is geen sprake van dominante belasting op buiging.

In deze PPL wordt met de term ‘palenwand’ bedoeld: een wand bestaande uit losstaande boorpalen, waarbij tussen de afzonderlijke palen bewust nog grond zit.

2.2.3 Toepassingsmogelijkheden

Deze PPL hanteert het onderscheid uit de oude Leidraad Kunstwerken (TAW, 2003) tussen technieken met de functie van zelfstandige waterkering en technieken alleen ten behoeve van de macrostabiteit. Constructies die pas in werking treden wanneer onderdelen van de waterkering falen (bijvoorbeeld erosieschermen), vallen in deze PPL onder de technieken voor de macrostabiteit.

Wanden die functioneren als zelfstandige waterkering, zorgen behalve voor hoogte en waterkerend vermogen ook voor een stabiele waterkering die voldoet aan de eisen voor macrostabiteit. Het zijn doorgaande wandtechnieken waarbij een sterke en stijve grond- en waterkerende constructie ontstaat. Bij een zelfstandige waterkering zoals een diepwand is het verdwijnen van de grond aan beide zijden van de wand toelaatbaar. In de praktijk is het vanwege andere gebruiksfuncties gebruikelijk om een 3 m brede kruin aan de buitenzijde van de diepwand te handhaven. Bij calamiteiten kan deze dienen als vluchtroute.

Tabel 2.1 toont de toepassingsmogelijkheden van de in deze PPL behandelde technieken.

Tabel 2.1 Toepassingsmogelijkheden per techniek

Type langsconstructie	Toepassingsmogelijkheden per techniek	
	Zelfstandige waterkering	Constructie met stabiliteitsfunctie
Diepwand	■	■
Combiwand	■	■
Kistdam	■	■
(On)verankerde damwand	■ ³	■
(On)verankerde boorpalenwand	(■)	■
Korte damwand		■
Korte boorpalenwand		■
Dijkdeuvels		■
Soilmix-wanden (niet gewapend)		■

Het toepassen van zelfstandige waterkeringen als kistdammen en diepwanden wordt in principe pas overwogen als ruimtegebrek een knelpunt vormt voor een traditionele oplossing in grond. Genoemde constructies kunnen ook worden gebruikt als functiescheiding, bijvoorbeeld waar erosie van het talud geaccepteerd dient te worden in verband met bebouwing of beplanting op het talud. De constructie op zichzelf vervult dan de functie waterkeren, waardoor er geen eisen hoeven te worden gesteld aan de grond vóór en/of achter de constructie. Een kistdam kan daarnaast een oplossing bieden bij dijken met leidingkruisingen (met name leidingen die de dijk kruisen onder WBN (Waterstand bij Norm, voorheen MHW)). De kistdam dient in dat geval als vervangende primaire waterkering voor het geval de leiding faalt.

Bij een zelfstandige waterkering is het niet toelaatbaar openingen te realiseren tussen de constructieve elementen als deze openingen een negatieve invloed kunnen hebben op de zelfstandige waterkerende functie van de betreffende wand. Een boorpalenwand kan derhalve alleen als zelfstandige waterkering functioneren indien de boorpalen aaneengesloten worden geplaatst.

In lijn met de oude Leidraad Kunstwerken (TAW, 2003) was tot nu toe in de praktijk het standpunt dat een enkelvoudige damwand geen zelfstandige waterkering kan zijn. Deze kwestie is voorgelegd aan ENW. Lees het advies van ENW m.b.t. de PPL in Bijlage G.

Wanden met een stabiliteitsfunctie zorgen samen met de gronddijk voor een stabiele waterkering. Bij toepassing van wanden met een stabiliteitsfunctie gelden eisen ten aanzien van de kruinhoogte en de kruinbreedte. Aan de vereiste kruinhoogte moet worden voldaan over minimaal 3,0 m breedte. Voor rivierdijken geldt een minimale kruinbreedte van 3 m. Voor zee- en meerdijken geldt als eerste aanzet een minimale kruinbreedte van 2 m. Bij het beoordelen van bestaande constructies is beargumenteerd afwijken van de genoemde kruinbreedte mogelijk, mits nadelige effecten hiervan op de waterveiligheid voldoende zijn verdisconteerd in het ontwerp.

3 In de oude Leidraad Kunstwerken (TAW, 2003) en in de OSPW was het standpunt nog dat een enkelvoudige damwand geen zelfstandige waterkering kan zijn. Deze kwestie is voorgelegd aan ENW. Lees het advies van ENW m.b.t. de PPL in Bijlage G.

Constructies met alleen een stabiliteitsfunctie zijn in principe in te delen in drie groepen:

- doorgaande wandtechnieken
- discontinue wandtechnieken
- losstaande elementen

Tabel 2.2 toont onder welke groep de in deze PPL behandelde technieken vallen.

Tabel 2.2 Indeling technieken met alleen een stabiliteitsfunctie

Type langsconstructie	Doorgaande wanden	Discontinue wanden	Losstaande elementen
Diepwand	■	■ ¹⁾	
Combiwand	■	■	
Kistdam	■	(■) ²⁾	
(On)verankerde damwand	■	■	
(On)verankerde boorpalenwand	(■)	■	
Korte damwand			■
Korte boorpalenwand			■
Dijkdeuvels			■
Ongewapende soilmix-wanden	(■)		■

1) Dit is een barette wand.

2) De wand aan de polderzijde kan als een discontinue wand worden gemaakt bij een kistdam.

Doorgaande wanden zijn, net als zelfstandige waterkeringen, doorgaande wandtechnieken waarbij de onderlinge elementen aansluitend zijn geplaatst en in zekere mate met elkaar zijn verbonden. Daardoor kan er in principe onderlinge herverdeling plaatsvinden tussen de constructieve elementen.

Discontinue wandtechnieken zijn wandtechnieken waar de constructieve wandelementen niet aaneengesloten in het verlengde van elkaar worden aangebracht. Er zitten dus openingen (met grond) tussen de onderlinge wandelementen. Een eventuele beïnvloeding van de geohydrologische situatie in de waterkering is meestal niet gewenst. De beïnvloeding kan worden beperkt door openingen te maken in de wanden. Door de openingsbreedte tussen de onderlinge elementen te beperken en de mogelijkheid tot herverdeling tussen de onderlinge elementen te bewerkstelligen door middel van een doorgaande gording, werken deze technieken nog steeds als een wand.

Losstaande elementen zijn constructieve elementen die, wegens de geringere mogelijkheden voor herverdeling in het systeem, hun werk meer zelfstandig moeten kunnen vervullen. De afzonderlijke elementen zijn niet verbonden met elkaar en er is geen doorlopende gording die herverdeling mogelijk maakt tussen de onderlinge losstaande elementen. Het uitvallen van een losstaand element kan daarom invloed hebben op het functioneren van de langsconstructie als geheel.

Bij losstaande elementen en discontinue wandtechnieken kan de grond vervormen/stromen door de openingen in de wand (ook 'snijden' genoemd). Door de afstanden tussen de losstaande elementen te beperken, zal het gedrag van de dijk naar verwachting vergelijkbaar zijn met het gedrag van een dijk die

voorzien is van doorgaande of discontinue wanden. In § 4.8.3 wordt nader aangegeven bij welke situaties een toets op snijden noodzakelijk zal zijn.

2.3 Andere functies van langsconstructies

In of naast een dijk worden ook constructieve elementen toegepast die niet – of niet uitsluitend – een stabiliteitverhogende functie hebben. Omdat er tal van toepassingsvarianties zijn, is het lastig om eenduidig te definiëren wanneer een (damwand)constructie moet worden beschouwd als stabiliteitverhogende langsconstructie en wanneer als grondkerende wand (conform NEN-EN 9997-1). Als uitgangspunt geldt dat een constructie een stabiliteitverhogende functie in de dijk heeft als het falen van het constructieve element zelf leidt tot het afkeuren van de dijk op het faalmechanisme macrostabiliteit. Voor functies anders dan waterkeren is het Bouwbesluit van toepassing; hiervoor gelden de eisen uit de Eurocode.

2.4 Niet in deze PPL uitgewerkte langsconstructies

2.4.1 Traditionele langsconstructies

Naast de hiervoor genoemde langsconstructies zijn er ook andere stabiliteitverhogende langsconstructies mogelijk. Voorbeelden zijn al vaker in waterkeringen toegepaste grondkerende gewichtsconstructies en constructieve elementen op paalfunderingen.

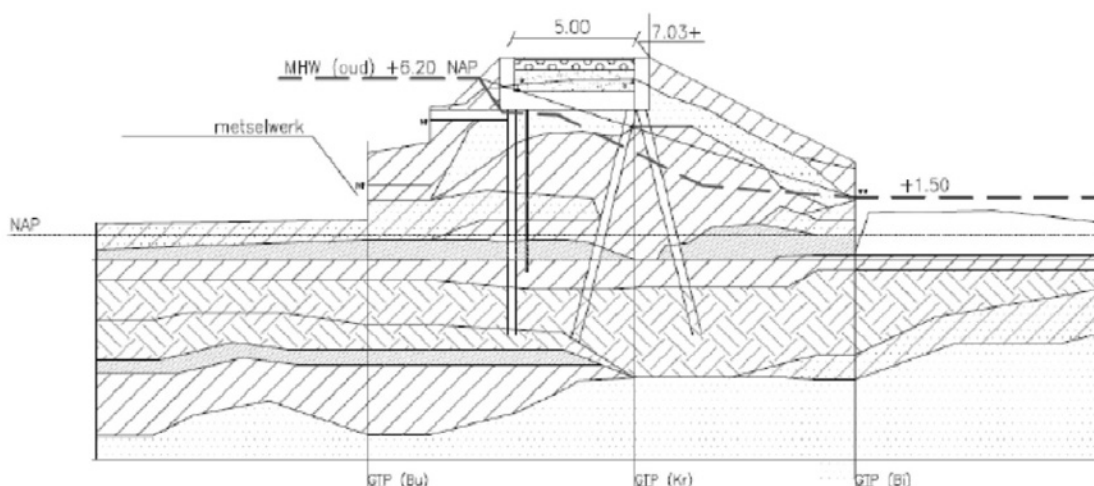
Met grondkerende gewichtsconstructies worden keerconstructies bedoeld die een funderingsgrondvlak hebben met of zonder teen, uitstekende rand of steunbeer en waarbij het gewicht van de constructie zelf (soms met inbegrip van de ondersteunde volumes grond of aanvulling) een significante rol speelt in de ondersteuning van de dijk. Grondkerende gewichtsconstructies kunnen worden toegepast om de weerstand van een (steil) binnen- of buitentalud van de gronddijk tegen het optreden van instabiliteit, te vergroten. De constructie vervangt hiermee in feite het talud. Dit geldt bijvoorbeeld voor keermuren en gewichtsmuren.

Zie Figuur 2.2 voor een voorbeeld.



Figuur 2.2 Gemetselde keermuur die zorgt voor de buitenwaartse macrostabiliteit in de buitenkruin van de dijk bij Tiel

Andere typen langsconstructies zijn op palen gefundeerde U-bakken en L-wanden. Een voorbeeld hiervan staat in Figuur 2.3.



Figuur 2.3 U-bakconstructie die zorgt voor binnenwaartse macrostabiteit bij Fort Vuren

Tot nu toe zijn als stabiliteitsverhogende langsconstructie dergelijke constructies toegepast. Bij het geotechnisch ontwerp van deze constructieve elementen is in de regel gebruikgemaakt van de Eurocode. Het is echter mogelijk dat deze aanpak niet leidt tot de door de Waterwet vereiste veiligheid. De invloed van de stabiliteit van het grondlichaam is namelijk onvoldoende meegenomen in de beschouwing. Bij paalfunderingen kunnen de vervormingen van het grondlichaam als gevolg van extreme belastingscondities leiden tot extra belastingen op de funderingspalen.

2.4.2 Hybride oplossingen

Onder een hybride oplossing wordt verstaan: het combineren van (ten minste) twee verschillende bijzondere maatregelen bij een dijkversterking. Hierbij telt een oplossing in grond niet mee, deze wordt niet gezien als een bijzondere maatregel. Een stabiliteitsberm in combinatie met bijvoorbeeld een stalen damwand is daarom geen hybride oplossing.

Voor het toepassen van hybride oplossingen dient de veiligheidsbenadering nog op maat te worden gemaakt. Dit onderwerp zal niet verder worden behandeld in deze PPL. In het CIP-project Dijkverbeteringsinnovaties langsconstructies, Innovatieve damwanden en hybrideconstructies (Deltares, 2018) is de veiligheidsbenadering uitgewerkt voor enkele cases. Deze veiligheidsbenadering kijkt op een aantal punten af van de uitwerking in deze PPL.

3 Afwegings- en toepassingscriteria voor dijkversterkingstechnieken

3.1 Inleiding

In de ontwerpfase dient een goede afweging te worden gemaakt tussen de verschillende mogelijkheden voor dijkversterking, te weten grondverbeteringen, drainagetechnieken, vernagelingstechnieken en langsconstructies. Deze afweging is complex, want er zijn vele, uiteenlopende technieken, en bovendien is de toepasbaarheid van al deze technieken sterk afhankelijk van de locatie en de situatie. Daarnaast zijn ook de uitvoeringsfase en de daarbij horende omgevingsbeïnvloeding van essentieel belang bij het kiezen van een techniek.

In dit hoofdstuk worden enkele handvatten gegeven voor het tegen elkaar afwegen van oplossingen. De focus ligt daarbij op aspecten gericht op het behalen van de benodigde veiligheid wat betreft de hoogte van de dijk en de macrostabiliteit. De handvatten zijn alleen bedoeld om een richting te geven in een vroeg stadium van het project.

De uitvoeringsfase komt aan de orde in hoofdstuk 7 en daarnaast ook in de hoofdstukken over de verschillende technieken.

3.2 Ruimtelijke mogelijkheden dijkversterking

Bij het vaststellen welke dijkversterkingstechniek toegepast kan worden, zijn twee ruimtelijke aspecten van invloed: de hoogte van de bestaande dijk en de hoeveelheid ruimte die beschikbaar is wanneer in of nabij de dijk niet-waterkerende objecten aanwezig zijn. Bij de meeste dijkversterkingstechnieken moet een hoogteprobleem van de kruin in grond worden opgelost. Bij grondverbeteringen moet er daarnaast voldoende ruimte zijn om het stabiliteitstekort te kunnen lossen in grond, eventueel in combinatie met drainagetechnieken. Bij onvoldoende ruimte is een langsconstructie noodzakelijk, tenzij ruimte wordt gemaakt door bijvoorbeeld panden te amoveren.

Als de bestaande kruin te laag ligt en er onvoldoende ruimte is om in grond de dijk te verhogen, dan is een zelfstandige waterkering in de vorm van een constructie noodzakelijk om het stabiliteitstekort op te lossen. Is de kruinhoogte voldoende, of kan de kruinhoogte met grond worden verhoogd maar is er onvoldoende ruimte om een grondoplossing te realiseren, dan volstaat een langsconstructie met een stabiliteitsfunctie.

Bij de keuze van een dijkversterkingstechniek kan met behulp van de vragen in Figuur 3.1 globaal worden vastgesteld of een zelfstandige waterkering noodzakelijk is, of dat een andere dijkversterkingstechniek mogelijk is.

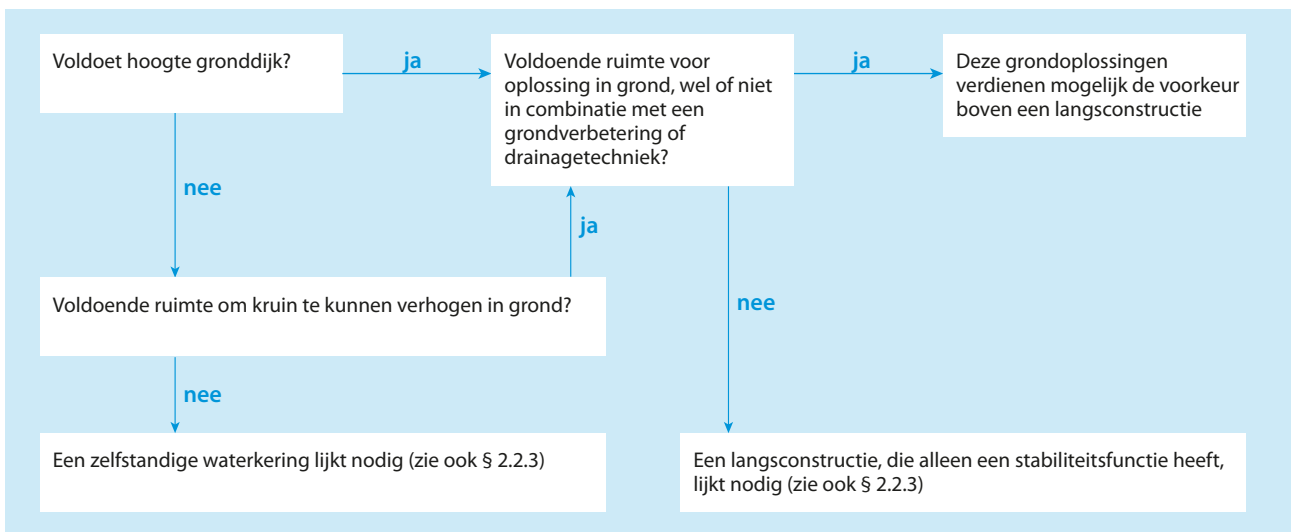
Bij het toetsen of de hoogte van de bestaande gronddijk gedurende de levensduur van de langsconstructie voldoende is, dient rekening te worden gehouden met zowel de verticale zakking van de kruin die optreedt als gevolg van ophogingen en/of autonome bodemdaling, als de verticale zakking die kan optreden tijdens extreme belastingscondities. De zakking van de kruin tijdens extreme belastingscondities wordt berekend bij het ontwerp van de langsconstructie. Omdat deze verticale zakking bij het kiezen van een techniek nog niet bekend is, kan in eerste instantie worden uitgegaan van een maat van 0,1 m over een kruinbreedte van minimaal 3,0 m.

Diepwanden, kistdammen en combiwanden kunnen worden toegepast als zelfstandige waterkering. Bij een kistdam zorgt de grond tussen de twee damwanden meestal voor de benodigde hoogte van de kruin. Bij diepwanden en combiwanden zorgt de constructie zelf voor zowel de benodigde stabiliteit als de benodigde hoogte gedurende de levensduur van de constructie. Vanuit het oogpunt van waterveiligheid is het dus acceptabel als de grond aan beide zijden van de wand verdwenen is. In de praktijk is het echter ook bij zelfstandige waterkeringen vaak wenselijk dat de bereikbaarheid bij calamiteiten gegarandeerd is via een kruinbreedte van minimaal 3 m langs de wandconstructie.

Langsconstructies die alleen een stabiliteitsfunctie hebben (wanden en losstaande elementen, inclusief vernagelingstechnieken) zorgen samen met de gronddijk voor een stabiele waterkering. De gronddijk zorgt voor de kerende hoogte.

Discontinue wanden en losstaande constructieve elementen kunnen niet worden toegepast als zelfstandige waterkering, maar eventueel wel als grondkering om hoogteproblemen mee op te lossen. In dat geval dient het bovenste gedeelte als een continue wand te worden uitgevoerd en moet de kruinbreedte van de gronddijk minimaal 3 m zijn.

Ongewapende soilmix-blokken, dijkdeuvels en korte-wandtechnieken zijn niet geschikt om een hoogteprobleem op te lossen.



Figuur 3.1 Invloed ruimtelijke aspecten op keuze dijkversterkingstechniek

3.3 Haalbaarheid veiligheid geotechnische stabiliteit (macrostabieleit)

Een zuivere afweging vergt onderscheid tussen de theoretische haalbaarheid van de techniek zelf en de locatie- en situatieafhankelijke haalbaarheid. In deze paragraaf wordt alleen ingegaan op de theoretische haalbaarheid van de benodigde veiligheid ten aanzien van macrostabieleit die behaald kan worden met de desbetreffende techniek. Naar locatie- en situatieafhankelijke randvoorwaarden zoals ruimtebeslag en uitvoeringsaspecten wordt hier niet gekeken.

De locatie- en situatieafhankelijke haalbaarheid van de verschillende langsconstructies wordt behandeld in de hoofdstukken 11 tot en met 19.

Er moeten voldoende grondonderzoeksresultaten beschikbaar zijn om de geotechnische stabiliteit te kunnen beoordelen (zie § 5.2).

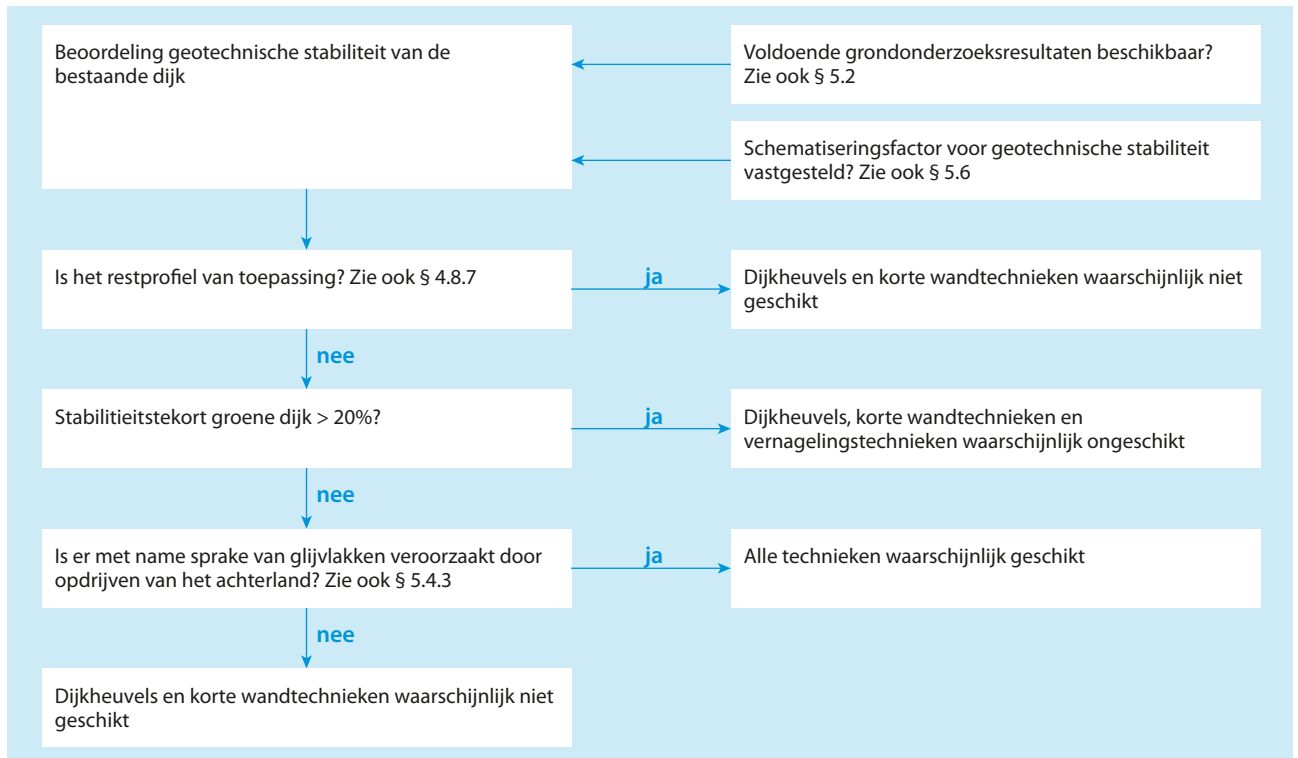
Met een versterking in grond is de theoretische haalbaarheid gegarandeerd onder alle omstandigheden. Uiteraard geldt dat hoe groter het stabiliteitstekort is, des te zwaarder en omvangrijker de versterking moet worden. Dit geldt in principe ook bij het toepassen van een langsconstructie. Globaal neemt de haalbare stabiliteitsverbetering toe van resp. onverankerde boorpalenwanden, damwanden, combiwanden, diepwanden en kistdammen, tot verankerde boorpalenwanden, damwanden, combiwanden en diepwanden. Bij onverankerde constructies wordt al snel niet meer voldaan aan de standaard vervormingscriteria zoals behandeld in § 4.8.4. Met een specialistische beschouwing kan mogelijk meer vervorming worden toegestaan. Bij toepassing van constructies leidt het rekening houden met opbarsten en met een restprofiel (zie ook § 4.8.7) tot de noodzaak van een zwaardere constructie. Daarnaast leidt een constructie laag in het talud over het algemeen tot een minder zware constructie dan bij plaatsing hoog in het talud. Een aandachtspunt hierbij is dat de stabiliteit van het talud boven de constructie moet voldoen aan de eisen voor de geotechnische stabiliteit.

De haalbaarheid van ongewapende soilmix-blokken is vergelijkbaar met die van een lichte verankerde damwand, uitgaande van de maximaal haalbare eigenschappen van het soilmix-materiaal.

Toepassing van dijkdeuvels, korte-wandtechnieken en vernagelingstechnieken levert een verhoging van de stabiliteit van de groene dijk op met naar verwachting maximaal 20%. Bij dijkdeuvels en korte-wandtechnieken dient de veiligheid ten aanzien van macrostabiliteit van de glijvlakken achter-/bovenlangs de constructieve elementen voldoende te zijn. Deze technieken zijn met name geschikt in geval van opdrijven van het achterland (zie § 5.4.3). Ze zijn echter niet geschikt bij opbarsten van het achterland (zie ook § 5.4.3) of bij het optreden van een restprofiel (zie § 4.8.7).

Drainagetechnieken zijn alleen geschikt wanneer het stabiliteitsprobleem kan worden verbeterd door alleen de waterspanningen in de watervoerende zandlagen – voldoende – te verlagen.

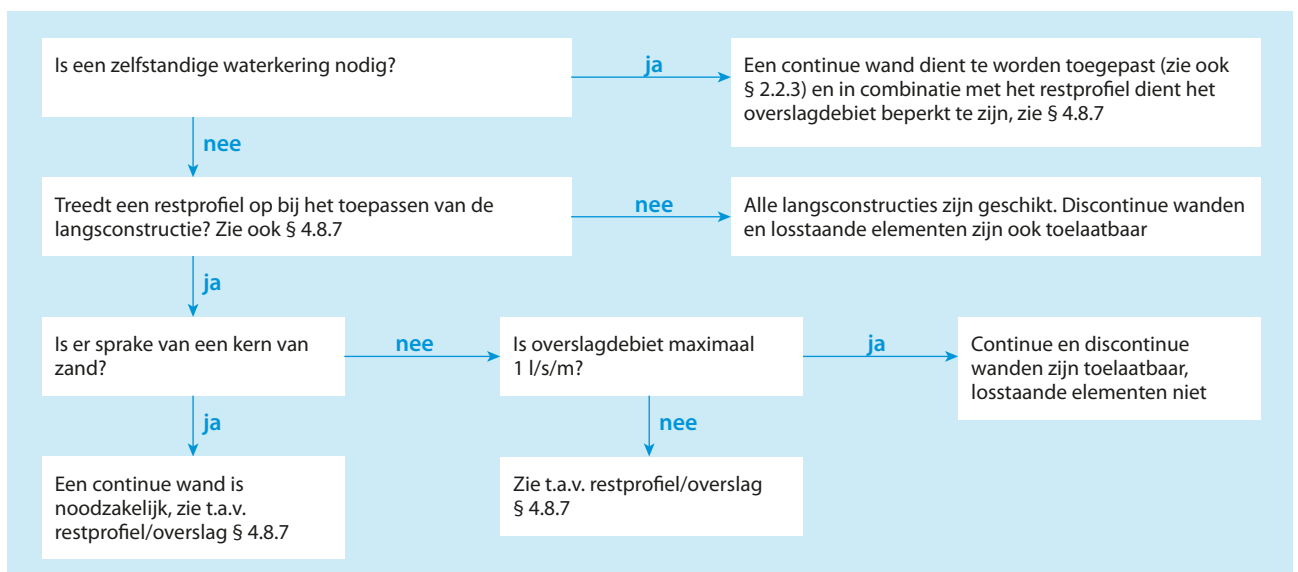
Figuur 3.2 geeft enkele aanwijzingen weer voor het selecteren van een techniek, uitgaande van de binnenwaartse macrostabiliteit en de daarbij horende omstandigheden. De figuur kan ook worden gebruikt bij buitenwaartse macrostabiliteit. In dat geval kan er ook sprake zijn van het ontstaan van een restprofiel; normaliter doet opdrijven of opbarsten van het voorland zich dan niet voor.



Figuur 3.2 Aanwijzingen voor keuze langsconstructie uitgaande van de geotechnische stabiliteit van de dijk

3.4 Invloed restprofiel, materiaal kern dijk en hoeveelheid overslag

Deze paragraaf is van toepassing wanneer een type langsconstructie geselecteerd moet worden. Bij het selecteren van het type langsconstructie moet worden vastgesteld wat geschikt is voor de situatie: een continue wand, een discontinue wand of losstaande elementen. Het wel of niet optreden van het restprofiel, het materiaal in de kern van de dijk en het overslagdebiet zijn belangrijke aspecten bij deze selectie. Zie Figuur 3.3.



Figuur 3.3 Invloed restprofiel, kernmateriaal en overslag op keuze langsconstructie

Bij het toepassen van een kistdam als zelfstandige waterkering bestaat de mogelijkheid om de wand aan de polderzijde te voorzien van openingen (discontinue wand). De wand aan de rivierzijde mag niet van openingen worden voorzien (continue wand).

3.5 Aanpassingen ter voorkoming van piping

Een versterking in grond kan ook dienen als pipingmaatregel. Hetzelfde geldt voor doorgaande wanden ((on)verankerde damwanden, combiwanden, diepwanden en kistdammen) als in deze wanden ten minste geen openingen worden aangebracht.

Discontinue wanden (dus wanden mét openingen) zijn niet geschikt als pipingmaatregel. Dit geldt in principe ook voor dijkdeuvels en vernagelingstechnieken. Ongewapende soilmix-blokken en korte-wandtechnieken zijn in principe ook niet geschikt als pipingmaatregel, tenzij deze technieken als continue wanden worden gerealiseerd.

3.6 Ruimtebeslag

Oplossingen in grond vragen in het algemeen veel ruimte. De overige versterkingstechnieken zijn erop gericht om het benodigde ruimtebeslag te beperken tot het huidige dijklichaam. Tijdens de realisatiefase van alle constructies, maar vooral bij verankeringen en vernagelingstechnieken, is een groter ruimtebeslag nodig dan tijdens de beheerfase.

3.7 Risico's tijdens de realisatiefase

Eventuele negatieve omgevingsbeïnvloeding tijdens de realisatie hangt sterk samen met de techniekkeuze en de beschikbare afstand tot de belending. Eventuele uitvoeringsrisico's, al dan niet gerelateerd aan de grondgesteldheid, moeten daarom al in een vroeg stadium van het ontwerpproces in een variantenstudie de nodige aandacht krijgen (zie hoofdstuk 7).

3.8 Risico's tijdens de gebruiksfase

Duidelijk is dat een grondrijk de techniek is die de kleinste risico's veroorzaakt in de gebruiksfase. Drainagetechnieken vragen herhaaldelijk onderhoud en zorg tijdens de levensduur.

Dit geldt ook voor de *JLD Dijkstabilisator*, in verband met de benodigde voorspanning (zie de PPV). Ankerconstructies vergen meer toezicht op hun functioneren dan onverankerde constructies. Degradatie van constructiematerialen en zettingen/vervormingen op nagels/verankeringen blijven aandachtspunten tijdens het functioneren van deze onderdelen.

3.9 Monitoring en onderhoud

Monitoring en onderhoud van de verschillende versterkingstechnieken verschillen onderling aanzienlijk. Drainagetechnieken en constructies in de vorm van vernagelingstechnieken (met name de *JLD Dijkstabilisator*) vergen frequent onderhoud en monitoring. Dit in tegenstelling tot conventionele dijkversterkingen in grond en langsconstructies in de vorm van diepwanden en damwanden; deze vragen betrekkelijk weinig onderhoud en monitoring. Het verdient aanbeveling om deze aspecten mee te nemen in de kostenafweging van een versterkingstechniek. De beheerder van de waterkering moet aangeven welk onderhoud acceptabel is.

3.10 Duurzaamheid

Een oplossing in grond is de meest duurzame dijkversterkingstechniek en heeft daarom de voorkeur. Bij andere oplossingen moet de beheerder zich ervan bewust zijn dat deze tijdelijk zijn, en later, bij veran-

derende omstandigheden of degradatie van de constructie, vervangen of uitgebreid moeten worden. Bij de keuze en het ontwerp van een langsconstructie zou ook aandacht besteed moeten worden aan het adaptief vermogen, dus de uitbreidbaarheid, op langere termijn.

3.11 Uitbreidbaarheid/adaptief vermogen

'Uitbreidbaarheid' ofwel 'adaptief vermogen' kan twee dingen inhouden: (i) de mogelijkheid de technische oplossing in een later stadium te versterken door extra onderdelen van de aanwezige versterkingstechniek aan te brengen, en (ii) de mogelijkheid het ontwerp onder veranderende omstandigheden aan te passen. De vijf technieken 'traditionele gronddijk', 'grondverbeteringen', 'drainagetechnieken', 'vernagelijngstechnieken' en 'langsconstructies' zijn allemaal in zekere mate uitbreidbaar. Een grondoplossing kan in principe altijd worden uitgebreid, bijvoorbeeld door de steunberm langer te maken en/of het talud te verflauwen. Daarvoor moet dan uiteraard wel voldoende ruimte zijn. Er is nog weinig ervaring opgedaan met het versterken van langsconstructies. Een onverankerde damwand is uitbreidbaar door ankers aan te brengen. De mogelijkheden om de overige constructieve elementen uit te breiden zijn beperkt. Dit vereist creativiteit en kennis over de reeds opgetreden belastingen. De grootste onzekerheid bestaat echter bij het inschatten van de reststerkte en -stijfheid van de constructies nadat deze zoveel jaren in de grond hebben gezeten. Maar de levensduur van constructieve elementen uitbreiden is zeker mogelijk. Bijvoorbeeld door de constructie te combineren met een grondaanvulling, of door drainagetechnieken of andere constructieve elementen aan te brengen. Dit soort hybride combinaties vergt een nadere beschouwing van de veiligheidsbenadering. In deze PPL wordt hieraan verder geen aandacht besteed.

3.12 Kosten

De keuze voor een bepaalde techniek wordt vaak gemaakt op basis van een kostenafweging. Hierin moeten alle kosten worden meegenomen, waaronder aankoop van gronden, bodemsanering, verleggen van kabels en leidingen, monitoring en onderhoud.

De kosten per kilometer dijkversterking van de verschillende dijkversterkingstechnieken lopen erg uiteen. In deze paragraaf worden de kosten globaal met elkaar vergeleken. Dit geeft een eerste algemene indruk; echter, per situatie kunnen de kosten anders uitpakken.

Als er geen sprake is van bijvoorbeeld grondaankoop, het amoveren van belending, bodemsaneringen en/of het verleggen van kabels en leidingen, is een versterking in grond over het algemeen de goedkoopste variant.

Naar verwachting zullen de kosten geleidelijk oplopen van onverankerde boorpalenwanden, onverankerde damwanden, verankerde boorpalenwanden en verankerde damwanden, diepwanden, verankerde combiwanden tot kistdammen; in dezelfde volgorde neemt evenwel ook de haalbare stabiliteitsverbetering toe. De kosten van dijkdeuvels en korte-wandtechnieken zijn naar schatting gelijk aan die van een lichte verankerde damwand. De kosten van ongewapende soilmix-blokken komen naar schatting overeen met die van een zware, verankerde damwand. Met innovatieve technieken is echter nog onvoldoende ervaring opgedaan om de inschatting nauwkeurig te kunnen maken.

4 Veiligheidsbenadering

4.1 Wettelijke kaders

Voor wat betreft het ontwerp en de beoordeling van stabiliteitverhogende langsconstructies geeft deze PPL uitsluitend een uitwerking voor de functie ‘waterkeren’, met een doelbetrouwbaarheid volgens de Waterwet. Wel wordt voor diverse partiële factoren en constructieve ontwerpaspecten doorverwezen naar de relevante Eurocode-normen.

- In de Waterwet zijn de wettelijk vereiste beschermingsniveaus tegen overstromingen vastgelegd voor de primaire waterkeringen in Nederland. Daaruit komen eisen voort aan de doelbetrouwbaarheid als waterkering. Deze eisen worden uitgewerkt in het WBI (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017c). Het WBI verwijst onder andere door naar de SHM (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b). De SHM verwijst door naar handreikingen, technische publicaties en technische richtlijnen, die formeel alleen tot aanbeveling strekken. Ook de toepassing van het Ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4 (OI2014v4) strekt formeel alleen tot aanbeveling.
- Volgens het Bouwbesluit is voor waterkerende grondconstructies ook de Eurocode wettelijk van toepassing. Daarin worden eisen gesteld aan constructieve veiligheid en betrouwbaarheid. Voor nieuwbouw geldt de NEN-EN-1990 (NEN, 2011). Voor bestaande bouw geldt de NEN-8700 (NEN, 2012a). De voorlopige tekst voor de NEN8707:2018 (voor bestaande geotechnische constructies) verwijst echter weer door naar de Waterwet voor: “de (wijze van) betrouwbaarheidsbeoordeling ten aanzien van waterveiligheid van een bouwwerk met (hoofd- of deel)functie ‘Waterkeren.’”

De Waterwet definieert de doelbetrouwbaarheid van primaire keringen in termen van overstromingskansen. De voorliggende publicatie geeft dus geen uitwerking voor regionale keringen. Daarvoor is de overschrijdingskansen-benadering nog vigerend.

De voor waterveiligheid te bereiken doelbetrouwbaarheid van waterkerende grondconstructies met stabiliteitverhogende langsconstructies wordt in deze PPL alleen gebaseerd op de Waterwet en de daaraan gerelateerde eisen aan macrostabiliteit conform het WBI. Zie verder § 4.2.

4.2 Maximaal toelaatbare faalkans

4.2.1 Gebruiksfase

Hoofduitgangspunt voor de veiligheidsbenadering is dat de dwarsdoorsnede met constructieve elementen net zo veilig moet zijn als een klassieke – volledig in grond uitgevoerde – versterking. De kans op een doorbraak van de dijk met constructieve elementen mag niet groter zijn, maar hoeft ook niet kleiner te zijn, dan de toelaatbare kans op doorbraak als gevolg van binnenwaarts afschuiven van een gronddijk. In de Waterwet en het WBI zijn alleen eisen geformuleerd voor de Uiterste Grenstoestand (UGT). Overstroming is daarbij de ongewenste topgebeurtenis. De doelbetrouwbaarheid is per dijktraject geformuleerd als de ondergrenswaarde voor een maximaal toelaatbare overstromingskans per jaar: $P_{f,toel;traject}$. Deze eis is vertaald naar een doorsnede-eis $P_{f,toel;dsn}$ voor elk afzonderlijk faalmechanisme dat overstroming inleidt, waaronder binnenwaartse macrostabiliteit.

$$P_{f,toel;dsn} = \frac{P_{f,toel;traject} \cdot \omega_{macro}}{N} \quad (4.1)$$

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. Per traject mag onderbouwd worden afge-

weken van de door WBI gegeven basisverdeling. De dimensieloze factor N is de verhouding tussen de faalkans voor een traject en de faalkans in een doorsnede. De factor N is voor macrostabieleit afhankelijk van de trajectlengte, vanwege het zogenaamde 'lengte-effect' (ENW, 2017).

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{\text{traject}}}{b} \quad (4.2)$$

waarin:

- a fractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme [-]; voor macrostabieleit geldt: $a = 0,033$
 b lengte van onafhankelijke, equivalente vakken [m]; voor macrostabieleit 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 is in het WBI gelijkgesteld aan 10 keer de toelaatbare faalkans voor binnenwaartse stabiliteit.

In lijn met de PPV en in navolging van de CUR166 (CUR, 2012b), moet de maximaal toelaatbare faalkans voor macrostabieleit in het geval van stabiliteitverhogende constructies gelijk worden verdeeld over de volgende drie hoofdfaaloorzaken, die min of meer onafhankelijk van elkaar zijn⁴:

1. geotechnisch falen (GEO);
2. constructief falen (STR);
3. falen grond-constructie-interactie (SSI).

Dit resulteert in een maximaal toelaatbare faalkans van 33% per hoofdfaaloorzaak. Zie voor de onderbouwing van deze verdeling het B-EEM (POVM, 2018e).

$$P_{f, \text{toel}; \text{dsn}; \text{GEO}} = P_{f, \text{toel}; \text{dsn}; \text{STR}} = P_{f, \text{toel}; \text{dsn}; \text{SSI}} = \frac{P_{f, \text{toel}; \text{dsn}}}{3} \quad (4.3)$$

Anders dan bij de OSPW is het niet toegestaan van deze verdeling af te wijken. Er is ook geen verdere decompositie over falen van constructiedelen toegepast. Net zoals in de Leidraad kunstwerken (TAW, 2003) en in de Eurocode gelden daarvoor de volgende twee redenen: (1) de aanzienlijke afhankelijkheid die er bestaat tussen de faalkansen voor deze onderdelen, via de waterstand en de grondsterkte en (2) de in praktijk te bereiken 'redundantie' in de constructie. Met redundantie wordt bedoeld dat de functie van falende constructiedelen kan worden overgenomen door andere constructiedelen. Zie verder § 4.3.

De maximaal toelaatbare faalkans van 33% voor GEO en STR wordt omwille van de gewenste duidelijkheid en eenvoud ook toegepast bij onverankerde constructietypen. Dit ondanks het feit dat in dat geval geen rekening hoeft te worden gehouden met falen door het uittrekken van de verankering (SSI). Deze vereenvoudiging is mede aanvaardbaar omdat het effect van een keuze van 50% of 33% op de partiële schadefactor gering is, zie § 4.8.1.

Voor de maximaal toelaatbare faalkans wordt geen onderscheid gemaakt tussen de wanden die zelfstandig de functie van waterkering moeten kunnen vervullen en wanden die alleen een bijdrage leveren aan de stabiliteit van de waterkering. Voor een zelfstandige kerende wand gelden wel aanvullende ontwerpisen. Voor het ontwerpen of beoordelen van vervangende waterkeringen, die pas in werking treden bij bezwijken van onderdelen van de dijk, moet zonder verdere onderbouwing ook met dezelfde maximaal toelaatbare

⁴ In de faalkansverdeling in CUR166 is falen ankers constructief en geotechnisch onder dezelfde faaltak gezet (onder 'steunpunt bezwijkt'). Deze PPL maakt wel gebruik van partiële factoren die in CUR166 zijn vermeld.

faalkans voor binnenwaartse en/of buitenwaartse stabiliteit worden gerekend. In dat geval wordt de kans op inwerkingtreding van de vervangende kering tijdens ontwerpomstandigheden gelijk aan 1 verondersteld. Het voorheen in de Leidraad kunstwerken gehanteerde onderscheid tussen type I-, II- en III-keringen vervalst.

Wanneer aan een bepaalde schematisering of aan een bepaald uitvoeringstype extra onzekerheden kleven worden deze ten slotte in rekening gebracht door middel van extra of verhoogde partiële factoren, zie § 4.7.

4.2.2 Bouwfase

Tijdens de realisatie van een constructief element in een dijk moet de dijk blijven functioneren. De realisatie mag dus eigenlijk geen verzwakking van de waterkering veroorzaken. Anders gezegd: het waterkerend vermogen mag in beginsel niet minder worden.

De faalkans mag dus niet toenemen tijdens het realiseren van het constructieve element. Omdat dit vaak toch onvermijdelijk is, moeten (minimum)eisen worden gesteld aan de veiligheid tijdens de uitvoering en aan eventuele noodmaatregelen. Voor de invulling van de minimale veiligheidseisen tijdens de realisatie van een langsconstructie wordt verwezen naar de bijlage Macrostabiliteitseisen Bouwfase en oplevering van het POVM-rapport Eisen tijdens de uitvoering dijkversterkingsprojecten ten behoeve van opstellen basisspecificaties uitvoeringscontracten (POVM, 2016). Zie verder § 7.2.

4.3 Vereiste redundantie

De vereiste redundantie moet in het ontwerp worden geborgd. Daarvoor moet aan het constructiesysteem reservecapaciteit worden gegeven, moet de mogelijkheid tot herverdeling van belasting worden verzekerd en moeten constructiedelen zo worden gedimensioneerd dat ductiel bezwijken optreedt. Voor ductiel bezwijken mogen ankerstangen bijvoorbeeld niet breken voordat het ankersysteem gaat slippen. Net zoals in de NEN-normen, wordt de gewenste faalvolgorde in deze PPL afgedwongen door hogere partiële factoren te eisen voor de dimensionering van onderdelen waarvan breuk tot bros bezwijken zal leiden. Om herverdeling mogelijk te maken moeten naast verankerde wanden ook vrijstaande wanden, met of zonder openingen, van een doorgaande gording worden voorzien. Daarnaast moeten losstaande elementen voldoende dicht bij elkaar worden geplaatst. De voor redundantie toe te passen eisen en partiële factoren worden per constructietype uitgewerkt in de volgende hoofdstukken en in Bijlage A.

4.4 Vereiste levensduur

Bij langsconstructies wordt in de ontwerp praktijk normaliter uitgegaan van een referentieperiode van 100 jaar, waar bij een ontwerp volgens de Eurocode 50 jaar gebruikelijk is. De reden voor de keuze van 100 jaar is dat langsconstructies lastig uitbreidbaar of vervangbaar zijn en dat de meerkosten voor een langere referentieperiode betrekkelijk gering zijn. De referentieperiode heeft geen effect op in rekening te brengen maximaal toelaatbare faalkans per jaar. De langere referentieperiode heeft uiteraard wel effect op de in rekening te brengen hydraulische belasting, bodemdaling en constructieve degradatie. Deze effecten worden nader uitgewerkt in de volgende paragrafen en hoofdstukken.

4.5 Afdekken van onzekerheden

Bij een beoordeling of ontwerp volgens de aanwijzingen in het voorliggende document wordt op de volgende wijze voldaan aan de doelbetrouwbaarheidseis op doorsnedeniveau enerzijds en aan het daarbij op semi-probabilistische wijze afdekken van onzekerheden anderzijds.

- aan de norm gerelateerde extreme hydraulische belastingscondities en conservatieve schematisering van de bijbehorende waterspanningen. De extreme hydraulische belastingcondities voor binnenwaartse stabiliteit worden door het WBI gedefinieerd als de 'Waterstand Bij Norm' (WBN). Indien van toepas-

sing wordt voor binnenwaartse stabiliteit aanvullend ook een waterspanningsscenario met significante overslag beschouwd, zie ook § 5.4.4;

- een modelfactor voor stabiliteit en krachten/momenten;
- een modelfactor voor vervormingen;
- via de schematisering en rekenfasering rekening houden met de negatieve invloed van zettingen en polderpeilverlagingen tijdens de levensduur op de stabiliteit en op de krachten en momenten in constructiedelen;
- rekenen met scenario's en met schematiseringsfactoren om onzekerheden in de grondopbouw en in de positionering van de constructie af te dekken;
- een schadefactor conform WBI, die afhankelijk is van doelbetrouwbaarheid en die werkt op de lage karakteristieke 5%-waarde van de critical state-grondsterkte;
- belastingeffect-factoren die werken op de berekende spanningen, krachten en momenten in de constructieve elementen. Deze factoren borgen ook een 'ductiel ontwerp', waardoor eerst de grond bezwijkt en daarna pas de constructiedelen. De factoren verschillen per constructietype, omdat ook de onzekerheden per constructietype verschillen. Zo zijn de belastingeffect-factoren voor losstaande elementen en discontinue wanden bijvoorbeeld groter dan de belastingeffect-factoren voor continue wanden. Zie Bijlage A voor de belastingeffect-factoren per constructietype;
- materiaalfactoren op de karakteristieke sterkte van de constructiematerialen, onder invloed van degradatie tijdens de levensduur. De toe te passen factoren zullen per type langsconstructie worden behandeld in de hoofdstukken 11 tot en met 19;
- in het ontwerp de uitvoeringstoleranties verdisconteren;
- aanvullende uitvoeringscontroles toepassen, bijvoorbeeld ter bepaling van de werkelijke uittrekkraft van ankers en ter bepaling van afwijkingen ten opzichte van het ontwerp.

4.6 Overzicht van toe te passen controles en rekenmodellen

4.6.1 Macrostabieleit

In het geval van stabiliteitverhogende langsconstructies moet voor het mechanisme macrostabieleit binnen het ontwerp of de beoordeling op de volgende deelmechanismen worden gecontroleerd, voor zover van toepassing voor het constructietype.

- GEO1: optreden van een kritisch glijvlak of van groundbreuk, ten gevolge van het bereiken van de grondsterkte
- GEO2: doorpersen van grond in gaten tussen plaatsvast constructiedelen (snijden), ten gevolge van het bereiken van de grondsterkte
- STR1: overschrijden van de sterkte van een wand of paal
- STR2: overschrijden van de sterkte van de gording of de ankerstang
- SSI1: verlies van verticaal evenwicht van verankerde stabiliteitswanden
- SSI2: bereiken van de uittrekkraft van een anker

De bij de ontwerpbelasting te controleren spanningen en vervormingen in grond en constructie moeten worden bepaald met de eindige-elementmethode (EEM). De PPE en hoofdstuk 6 geven aanwijzingen voor toepassing van de eindige-elementensoftware *PLAXIS*. De daarbij in rekening te brengen belastingscondities voor binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteit zijn conform het WBI. Het vereiste veiligheidsniveau wordt naar analogie met het WBI in rekening gebracht door middel van partiële factoren (§ 4.7), in combinatie met conservatieve schematiseringskeuzes (hoofdstuk 5).

Binnen een eindige-elementenberekening wordt impliciet gecontroleerd op instabiliteit door het optreden van een glijvlak of van groundbreuk. De EEM kan het stromen van grond langs constructiedelen echter niet voldoende nauwkeurig modelleren. De draagkracht van het zand kan bij de controle op verticaal evenwicht ook niet voldoende nauwkeurig met een eindige-elementenberekening worden beschreven. Bij de gebruikelijke 'kleine-rek'-aannames worden de niet-lineaire effecten van geometrische vervorming (knik, kip, onderwaterzakken etc.) ook niet meegenomen. In het geval van een 2D-modellering zijn ten slotte vereenvoudigingen nodig van de 3D-werkelijkheid. Om deze redenen zijn aanvullende modellen en controles vereist buiten de eindige-elementenberekening.

Onderstaande tabel geeft een overzicht van de uit te voeren controles en de daarbij toe te passen rekenmodellen, met doorverwijzing naar de paragrafen waarin de toe te passen modellen en controles verder worden uitgewerkt.

Tabel 4.1 Overzicht van toe te passen controles en rekenmodellen voor stabiliteit

GEO1	Optreden van een glijvlak of van groundbreuk	<ul style="list-style-type: none"> • Grondspanningen met EEM • Schuifsterkte grond met EEM
GEO2	Doorpersen van grond in gaten tussen plaatsvaste constructiedelen (snijden)	<ul style="list-style-type: none"> • Grondspanningen met EEM • Controle op 'snijden' volgens § 4.8.3
STR1	Overschrijden van de sterkte van een wand of paal	<ul style="list-style-type: none"> • Krachten en momenten met EEM. Stalen constructiedelen lineair elastisch. Betonnen constructiedelen en soilmix-blokken niet-lineair • Constructieve controles volgens § 4.8.5
STR2	Overschrijden van de sterkte van een elastisch gemodelleerde ankerstang of van de gording	<ul style="list-style-type: none"> • Ankerkracht deels met EEM. • Effect van zakkende grond op ankerkracht volgens Bijlage B.1 • Constructieve controles volgens § 4.8.5 • Rekening houden met ankeruitval volgens § 11.9.5
SS11	Verlies van verticaal evenwicht van verankerde stabiliteitswanden	<ul style="list-style-type: none"> • Normalkracht in de wand met EEM • Draagkracht van het zand volgens § 4.8.2
SS12	Bereiken van de uittrekkraft van een anker	<ul style="list-style-type: none"> • Ankerkracht deels met EEM • Effect van zakkende grond op ankerkracht volgens Bijlage B.1 • Controle op uittrekkraft volgens § 11.9.4 • Rekening houden met ankeruitval volgens § 11.9.5

4.6.2 Vervorming door hoogwaterbelasting

Dijken met stabiliteitverhogende constructies zijn doorgaans slanker dan gronddijken met een vergelijkbaar veiligheidsniveau. Daarom moet met eindige-elementenberekeningen ook worden gecontroleerd of vervorming door hoogwaterbelasting aanleiding kan geven tot initiatie van andere mechanismen. Bijvoorbeeld omdat de vervormingen zo groot zijn dat de bekleding beschadigd raakt of omdat door kiervorming hydraulische kortsluiting optreedt. Voor de te verrichten controles op de berekende vervormingen tijdens maatgevende hoogwateromstandigheden in de EEM-analyse wordt verwezen naar § 4.8.4.

4.6.3 Duurzaamheid

Om de kwaliteit van de betonwapening voor een periode van 100 jaar te kunnen garanderen, is bij betonconstructies een controle op de scheurwijdte noodzakelijk. Deze 'duurzaamheidstoets' moet worden uitgevoerd bij de krachten en momenten als gevolg van extreme hydraulische belastingen en eventuele verkeersbelasting, die na optreden van de extreme belastingen in de constructie kunnen achterblijven. Deze krachten en momenten worden bepaald met eindige-elementenberekeningen. Zie verder § 5.10.5.

In het geval van stalen constructiedelen moet verder rekening worden gehouden met het effect van corrosie op doorsnedeafmetingen, zie verder § 5.7.

4.7 Overzicht van toe te passen eisen en partiële factoren

Tabel 4.2 en Tabel 4.3 geven een overzicht van de toe te passen eisen en partiële factoren voor controles op bezwijken, met doorverwijzing naar een verdere uitwerking in § 4.8 en Bijlage B en naar verdere achtergronden in het B-EEM.

Tabel 4.2 Samenvatting van de uit te voeren controles en de daarbij toe te passen eisen

Controle(s)	Eisen
Overeenkomst tussen glijvlakberekening en EEM-berekening voor 'groene dijk'	Uit te voeren voor een onversterkte dijk, of voor een dijkontwerp in grond. De glijvlakligging bij extreme hydraulische belasting (WBN in het geval van binnenwaartse macrostabieleit) en bij verkeersbelasting moet overeenkomstig zijn. De verschillen in stabiliteitsfactor moeten bovendien beperkt blijven tot maximaal 6%. Zie verder § 3.5.8 van de PPE.
Constructieve sterkte en uittrekkraft zonder ankeruitval	De krachten en momenten moeten worden bepaald bij extreme hydraulische belasting en verkeersbelasting, met toepassing van de partiële factoren volgens Tabel 4.3. De in rekening te brengen effecten van zakkende grond op ankerstaven moeten buiten de EEM-berekening worden bepaald, zoals aangegeven in Bijlage B.1. Er dient een belastingeffect-factor te worden toegepast op de berekende krachten en momenten, zoals aangegeven in Bijlage A. De daaropvolgende unity checks voor constructieve sterkte (STR) en voor de uittrekkraft van het anker (SSI2) moeten worden uitgevoerd conform de Eurocode-documenten en/of handboeken waaraan in deze PPL per techniek wordt gerefereerd. Een aanvullende eis is dat in staal geen plasticiteit wordt toegestaan. Zie verder § 4.8.5.
Constructieve sterkte en uittrekkraft bij ankeruitval	De ankerkracht moet worden bepaald bij extreme hydraulische belasting en bij lage karakteristieke waarden voor de grondsterkte. De berekende ankerkracht moet worden vermenigvuldigd met een factor 1,5. Er worden geen verdere belastingeffect-factoren, materiaalfactoren of schematiseringsfactoren toegepast. De te stellen eisen zijn verder overeenkomstig de controle zonder ankeruitval. Zie verder § 11.9.5.

Controle(s)	Eisen
Stabiliteit en verticaal evenwicht	<p>De controles moeten worden uitgevoerd bij extreme belastingscondities en verkeersbelasting, met toepassing van de partiële factoren volgens Tabel 4.3.</p> <p>Geen doorgaande vervormingen door globaal verlies van evenwicht (GEO1). Verder geen overschrijden van de draagkracht, zie § 4.8.1 (SSI1).</p> <p>Bij een 2D-EEM-berekening is soms ook een controle op het niet toelaatbare stromen van grond tussen plaatsvaste constructiedelen noodzakelijk ('snijden', GEO2). Zie § 4.8.3. Een toets op snijden uitgaande van een vergelijkende 3D-berekening kan dan eveneens noodzakelijk zijn, zie § 4.8.2 en § 6.3.</p> <p>Niet-kritische lokale instabiliteit van kruin of binnentalud achter een langsconstructie (met een te schematiseren restprofiel als gevolg) is alleen toegestaan als de langsconstructie gesloten is, en/of de dijkkern uit klei bestaat.</p> <p>Zie verder § 4.8.1 (GEO1).</p>
Vervormingen door hoogwaterbelasting	<p>De vervormingen door hoogwaterbelasting moeten worden bepaald bij extreme hydraulische belasting en bij lage karakteristieke waarden voor de grondsterkte.</p> <p>Maximaal 0,1 m kruindaling over een breedte van 3 meter, of over de oorspronkelijke kruinbreedte indien deze kleiner is dan 3 meter. Te bepalen bij WBN en bij lage karakteristieke waarden voor de grondsterkte en de grondstijfheid.</p> <p>Bij zelfstandig kerende wanden⁵ geldt de verticale verplaatsings-eis voor de wandkop.</p> <p>In alle gevallen geldt maximaal 0,1 m horizontale verschilverplaatsing tussen binnenteen en buitenteen. Voor stabiliteitverhogende constructies geldt daarnaast een eis van maximaal 0,1 m horizontale (wand)verplaatsing. Zie verder § 4.8.4.</p> <p>Meer verticale en horizontale vervorming is toegestaan bij toepassing van aanvullende controles 'op maat'. Zie hiervoor Bijlage A van de PPE.</p> <p>Als al bij de vervormingscontrole een niet-kritische instabiliteit van het binnentalud optreedt, wordt in deze PPL een beperking van het toelaatbaar overslagdebiet aanbevolen tot 0,1 l/m/s voor zand en tot 1,0 l/m/s voor klei, zie ook § 4.8.7.</p> <p>Zie verder § 4.8.4.</p>

5 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 kistdammen, diepwanden en combi-wanden.

Tabel 4.3 Samenvatting van de toe te passen partiële factoren bij controle op stabiliteit, constructieve sterkte en vervorming

Partiële factor	Invulling
Schadefactor $\gamma_{n,LC}$ voor het in rekening brengen van de doelbetrouwbaarheid	Toe te passen op de karakteristieke grondsterkte en bij extreme hydraulische belastingen tijdens de controle van langsconstructies (LC) op stabiliteit (GEO), op constructief falen (STR) en op falen door grond-constructie-interactie (SSI). Conform § 4.2 moet de volgens WBI voor macrostabieleit maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede bij toepassing van langsconstructies in de dijk nog door 3 worden gedeeld. Daarvoor gelden anno 2018 de volgende formules. $\beta_{eis,dsn,LC} = \Phi^{-1} \left(\frac{1 - P_{f,toel,traject} \cdot \omega_{macro}}{3 \cdot N} \right)$ $\gamma_{n,LC} = 0,15 \cdot \beta_{eis,dsn,LC} + 0,41$
Modelfactor $\gamma_{d,EEM}$	Toe te passen op de karakteristieke grondsterkte bij controle bij WBN op stabiliteit (GEO), op constructief falen (STR) en op falen door grond-constructie-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 $\gamma_{d,vervorming}$	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. $\gamma_{d,vervorming} = 1,3$ Zie verder § 4.8.4.
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, gebruikmakend van een geactualiseerde POVM-spreadsheet ⁶ . Zie verder § 4.8.1.
Schematiseringsfactor $\gamma_{b,STR}$ voor krachten/momenten	Toe te passen op de krachten en momenten, behalve bij controle op scheurwijdte en ankeruitval. Te bepalen volgens de systematiek die is beschreven in het TRGS, gebruikmakend van voorgenoemde POVM-spreadsheet. In plaats van de veiligheidsfactor moet hier de verhouding worden gebruikt tussen de berekende krachten of momenten voor het scenario en die voor de basisschematisering, zie ook § 4.8.5 en § 5.6.
Belastingeffect-factoren voor krachten/momenten	Toe te passen op de krachten en momenten voor de controle op constructieve sterkte (STR). En ook voor de controle op de houdkracht van ankers en voor de controle op verticaal evenwicht (SSI). Afhankelijk van het type constructie. Bij ankerkrachten gelden voor de controle op sterkte van de staaf zelf hogere factoren dan voor de controle op uittrekkraft (ankerlichaam) en gordingsterkte. Zie verder § 4.8.5 en Bijlage A.

6 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 (POVM, 2018d). Deze spreadsheet maakt gebruik van de WBI-relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor. De spreadsheet is te vinden op: www.povmacrostabieleit.nl/plaxis-rekenvoorbeelden.

Partiële factor	Invulling
Belastingeffect-factor bij de toets op snijden	Wanneer bij discontinue wanden en losstaande elementen in een 2D-berekening een toets op snijden nodig is, moet op de laterale grondbelasting een belastingeffect-factor van 1,25 worden toegepast. Zie § 4.8.3.
Ankeruitval	De met EEM berekende ankerkracht moet worden vergroot met een factor 1,5 keer de schematiseringsfactor, in plaats van toepassing van belastingeffect-factoren en in plaats van toepassing van partiële factoren op de karakteristieke grondsterkte.

4.8 Nadere uitwerking van controles, eisen en partiële factoren

4.8.1 Geotechnische stabiliteit (GEO1)

Bij de controles op geotechnische stabiliteit en verticaal evenwicht wordt rekening gehouden met extreme belastingscondities. Er wordt uitgegaan van rekenwaarden voor de grondsterkte. Onder 'extreme belastingscondities' worden zowel de extreme omstandigheden voor binnenwaartse macroinstabiliteit (Waterstand Bij Norm, WBN) verstaan als de extreme omstandigheden voor buitenwaartse macroinstabiliteit (zie § 5.11.1).

Naast een scenario gebaseerd op de waterspanningen bij WBN (waterstand bij norm) is bij de beoordeling van binnenwaartse stabiliteit ook een scenario denkbaar dat is gebaseerd op waterspanningen bij significante overslagdebieten. Zie verder § 5.4.4.

De rekenwaarden worden bepaald door toepassing van de partiële factoren op de karakteristieke grondsterkteparameters. De lage karakteristieke grondsterkte is de waarde die met een kans van 95% wordt overschreden. Zie de SHM, de PPE en het aanvullende POVM-voorbeeld Schuifsterkteschematisering (POVM, 2019a) voor nadere aanwijzingen ter bepaling van karakteristieke grondsterktes in het beschouwde dijkvak en dijkdoorsnede.

Voor de controles gelden verder de volgende aanwijzingen.

- Er mogen in de EEM-analyse geen doorgaande vervormingen door verlies van evenwicht ontstaan, tenzij het een niet-kritische instabiliteit betreft.
- Wanneer tijdens de controle in de EEM-berekening een niet-kritische instabiliteit van het binnentalud achter een langsconstructie optreedt, moet de berekening worden doorgezet met een geschematiseerd restprofiel, zie § 4.8.7.
- De op de karakteristieke grondsterkte in rekening te brengen partiële factor voor het bepalen van rekenwaarden is gelijk aan de schadefactor ($\gamma_{n;LC}$) vermenigvuldigd met een modelfactor ($\gamma_{d;EEM}$) en een schematiseringsfactor ($\gamma_{b,geo}$).

De schadefactor voor langsconstructies ($\gamma_{n;LC}$) moet worden bepaald conform het WBI wanneer sprake is van macrostabiliteit. Anno 2018 geldt daarvoor volgens het WBI:

$$\gamma_{n;LC} = 0,15 \cdot \beta_{eis;dsn;LC} + 0,41$$

In het geval van langsconstructies (LC) moet de $\beta_{eis;dsn;LC}$ daarbij worden bepaald conform § 4.2.

De modelfactor voor EEM ($\gamma_{d;EEM}$) wordt gelijk gekozen aan de modelfactor voor Uplift Van, volgens OI2014v4. Dit omdat EEM-berekeningen en Uplift Van-berekeningen bij groene dijken tot vergelijkbare resultaten leiden. Anno 2018 geldt dan:

$$\gamma_{d;EEM} = \gamma_{d;UpliftVan} = 1,06$$

In de modelfactor wordt geen rekening wordt gehouden met inadequate invoerkeuzes of inadequate keuzes voor het daarbij in rekening brengen van afwijkingen tussen de 2D-schematisering en de 3D-werkelijkheid.

De schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit $\gamma_{b,geo}$ wordt bepaald volgens de systematiek zoals geschetst in het TRGS, gebruikmakend van een geactualiseerde POVM-spreadsheet⁷.

- Tenzij contractueel anders is voorgeschreven dient tijdens extreme belastingscondities op de kruin van de dijk rekening te worden gehouden met een verkeersbelasting van 13 kN/m² over een breedte van 2,5 m, conform § 2.1.2 uit de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994).

4.8.2 Verticaal evenwicht (SSI1)

Een controle op verticaal evenwicht is alleen vereist voor verankerde wanden. De rekenwaarde voor de normaalkracht in de wand net onder de anker Gording bij extreme hydraulische belasting, te bepalen net zoals voor de controle op constructieve sterkte (§ 4.8.5), mag dan niet de punt- en schachtweerstand van het zand overschrijden. Uitgaande van sondeerweerstand moet deze weerstand worden bepaald conform artikel 7.6.2.3 van NEN-EN 9997-1.

$$N_{s;d} \leq R_{b;d} + R_{s;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_{b,EC}} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_{s,EC}}$$

waarin:

$N_{s;d}$	de rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand [kN/m]. Hiervoor moet de waarde net onder de anker Gording worden genomen ⁸
$R_{b;d}$	de rekenwaarde van het puntdraagvermogen [kN/m]
$R_{s;d}$	de rekenwaarde van het schachtdraagvermogen [kN/m]
$R_{b;k}$	de karakteristieke waarde van het puntdraagvermogen conform art. 7.6 NEN EN 9997 1 [kN/m]
$R_{s;k}$	de karakteristieke waarde van het schachtdraagvermogen conform art. 7.6 NEN EN 9997 1 [kN/m]
$\gamma_{b,EC}, \gamma_{s,EC}$	de in de Eurocode onderscheiden partiële weerstandsfactoren

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 (POVM, 2018d). Deze spreadsheet maakt gebruik van de WBI-relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor. De spreadsheet is te vinden op: www.povmacrostabiliteit.nl/plaxis-rekenvoorbeelden.

⁸ Door de controle op verticaal evenwicht te baseren op de waarde van de normaalkracht net onder de anker Gording, wordt het effect van eventuele negatieve kleeft tussen het anker en het zand niet meegenomen. Bij stabiliteitswanden is dit aanvaardbaar, omdat er – tijdens de beperkte duur van extreme hydraulische omstandigheden – na het bereiken van de draagkracht van het zand slechts een beperkte neerwaartse verplaatsing nodig zal zijn om deze negatieve kleeft te neutraliseren. Deze beperkte neerwaartse verplaatsing (in de orde van enkele centimeters) heeft geen significante invloed op het wandmoment en de ankerkracht, en ook niet op de geotechnische stabiliteit.

Op basis van een interpretatie van de NEN 9997-1 moet bij de toe te passen sondeerweerstand q_c rekening worden gehouden met de volgende invloed van heidend inbrengen of trillend inbrengen, al dan niet in combinatie met fluïderen of voorboren.

- Zonder voorboren, fluïderen of spuiten moeten op de sondeerweerstand vóór afsnuiten de reductiefactoren uit Tabel 4.4 worden toegepast. De α_s -waarde blijft ongewijzigd (0,6%).

Tabel 4.4 Reductiefactoren sondeerweerstand vóór afsnuiten, zonder voorboren, fluïderen of spuiten

	Zand $d_{50} < 0,6$ mm	Zand $d_{50} \geq 0,6$ mm	Grind ($d_{50} \geq 2$ mm)
Heien	1,0	0,8	0,7
Trillen	0,7	0,7	0,5
Drukken	1,0	1,0	1,0

- Bij voorboren, fluïderen of spuiten moet voor alle inbrengmethoden een factor 0,5 op de sondeerweerstand vóór afsnuiten worden toegepast. De α_s -waarde blijft ongewijzigd (0,6%). De reden om geen onderscheid te maken tussen fluïderen en spuiten is dat in praktijk niet eenvoudig van tevoren kan worden vastgesteld bij welk debiet in relatie tot de gronddoorlatendheid nog sprake is van fluïderen en bij welk debiet van spuiten.

In alle gevallen zijn controlesonderingen na inbrengen toegestaan om hogere waarden voor de sondeerweerstand te rechtvaardigen, mits op minstens 3 locaties en op minstens 3 afstanden vanaf 0,5 m vanaf de wand tot op 1,5 m vanaf de wand. Daarbij is de laagste waarde maatgevend. Bij toepassing van controlesonderingen moet het risico worden ingecalculeerd dat de werkelijke sondeerweerstand lager uitvalt dan de vooraf aangenomen waarde. Daarom wordt aanbevolen om op minstens 3 locaties vooraf de mate van reductie te controleren bij een aantal proefplanken (tenminste 2 dubbele planken).

Naast voorgenoemde reductie moet bij de in rekening te brengen sondeerweerstand q_c ook rekening worden gehouden met de aanpassing als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze aanpassing van de (voordien mogelijk al) gereduceerde waarde voor wat betreft de invloed van trillen/voorboren/fluïderen) dient als volgt te worden bepaald (CUR, 2003).

$$\gamma_{gc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$$

waarin:

- γ_{gc} de correctiefactor voor conusweerstand q_c [-]
- σ'_i de initiële effectieve spanning waarbij is gesondeerd [kN/m²]
- σ'_d de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m²]

Verdere achtergrond bij de in deze paragraaf beschreven methode voor controle van verticaal evenwicht is ten slotte te vinden in een POVM-studie naar het effect van verschillende alternatieven (Deltares, Witteveen en Bos, 2020b).

4.8.3 Snijden van constructieve elementen door de grond (GEO2)

4.8.3.1 Algemeen

Bij het toepassen van losstaande elementen en van discontinue wanden moeten de constructieve elementen zo dicht op elkaar worden gezet dat de constructieve maatregel werkt als een wand. Het risico op lokaal bezwijken van de grond (snijden) rond (of tussen) de constructieve elementen moet worden vermeden.

Om dit risico te vermijden moet voor discontinue damwanden, baretwanden of soilmix altijd worden voldaan aan de volgende voorwaarden.

- Bij discontinue damwanden moeten conform § 5.8.2 minimaal vier enkele profielen in het slot zijn gezet, waarbij de breedte van de openingen maximaal 1 m is.
- Bij baretwanden moet de lengte van de panelen ten minste 2,8 m zijn, op de plekken waar de opening tussen de onderlinge panelen kleiner is dan 1,0 m.
- Bij soilmix-blokken moet het openingspercentage kleiner zijn dan 50% en moet de tussenafstand tussen de blokken kleiner zijn dan 2,5 m, waarbij de bloklengte loodrecht op de dijk-as minimaal 5 m of 5 maal de blokbreedte moet zijn.

Bij de overige discontinue wanden en bij losstaande elementen moet worden gecontroleerd op het optreden van snijden. De vereiste toets op snijden geldt in praktijk dus alleen voor (niet-overlappende) palenwanden en dijkdeuvels. De aanpak is verder afhankelijk van de afstanden tussen de constructieve elementen.

4.8.3.2 Aanpak bij hart-op-hartafstand maximaal $2xD$ en bij tussenafstand maximaal 1 m

In het geval dat de constructieve elementen zo dicht op elkaar worden gezet dat de constructieve maatregel werkt als een wand, dient de toets op snijden te worden uitgevoerd uitgaande van een 2D EEM-analyse.

- Bij deze toets op snijden moet erop worden gecontroleerd dat de aandrijvende laterale kracht op het constructieve element, in combinatie met een belastingeffect-factor van 1,25, kleiner blijft dan de maximale weerstand van de grond. In Bijlage B.2 staat beschreven hoe de toets op snijden moet worden uitgevoerd in het geval dat een 2D-analyse toereikend is. Hiervoor geldt dat de op te nemen laterale kracht volgt uit de druk aan kerende zijde over de hart-op-hartafstand, minus de druk aan de niet-kerende zijde over de ruimte tussen de constructieve elementen.
- De capaciteit voor cohesieve grond volgt uit een formule volgens de API (American Petroleum Institute, 2002). Deze formule is gebaseerd op de diameter/breedte van de constructie en op de ongedraaide sterkte van de omringende grond. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen diepe en ondiepe ligging. De capaciteit voor zand volgt uit de formule volgens Brinch Hansen (Brinch Hansen, 1961).

Zie Bijlage B.2 voor een verdere uitwerking, inclusief de benodigde formules.

4.8.3.3 Aanpak bij hart-op-hartafstand groter dan $2xD$ en bij tussenafstand groter dan 1 m

Waar de afstand tussen de constructieve elementen groter is dan $2xD$ en de tussenafstand groter dan 1 m (zoals in praktijk bij dijkdeuvels), dient bij een ontwerp op basis van 2D-analyses te worden aangetoond dat er sprake is van een veilige benadering door middel van een aanvullende vergelijkende 3D-berekening, zie ook § 6.3.

De vergelijking tussen 2D- en 3D-resultaten heeft vooral betrekking op de snedekrachten en momenten in de constructie. Een 3D eindige-elementenberekening is in praktijk echter meestal niet geschikt voor een impliciete toets op snijden. Dat komt omdat in praktijk het werkelijke contactoppervlak tussen de grond en de constructie niet voldoende precies kan worden gemodelleerd of omdat het elementennet nabij dit contactoppervlak onvoldoende wordt verfijnd. In praktijk is bij toepassing van een 3D-berekening daarom veelal toch nog een aanvullende handmatige toets op snijden nodig. Bij een handmatige toets op basis van een 3D-berekening moet worden gecontroleerd of de verdeelde laterale belasting op de constructie (de afgeleide van het dwarskrachtverloop in de richting van de constructie-as) niet groter is dan de theoretische capaciteit van de omringende grond.

Zie Bijlage B.2 voor verdere uitwerking, inclusief de benodigde formules.

4.8.4 Deformaties tijdens hoogwateromstandigheden

Deformatie van de dijk tijdens hoogwateromstandigheden (waarbij geen reparatie meer mogelijk is) kan leiden tot een verhoging van de faalkans door erosie, overslag of piping. Bijvoorbeeld vanwege beschadiging van bekleding, verlaging van de kerende hoogte, hydraulische kortsluiting of het ontstaan van kwelwegen.

Voor de controle op deze extra deformaties tijdens maatgevende hoogwateromstandigheden, gelden de volgende aanwijzingen.

- De controle op deformaties die kunnen optreden als gevolg van hoogwateromstandigheden moet plaatsvinden bij lage karakteristieke grondsterkte en -stijfheid.
- Tenzij contractueel anders is voorgeschreven dient tijdens hoogwateromstandigheden op de kruin van de dijk rekening te worden gehouden met een verkeersbelasting van 13 kN/m² over een breedte van 2,5 m, conform § 2.1.2 uit de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994).
- Wanneer tijdens de controle in de EEM-berekening een niet-kritische instabiliteit van het binnentalud achter een langsconstructie optreedt, moet de berekening worden doorgezet met een geschematiseerd restprofiel, zie § 4.8.7. Bij een niet-kritische instabiliteit bij de vervormingscontrole wordt in deze PPL bovendien een beperking van het toelaatbaar overslagdebiet aanbevolen tot 0,1 l/m/s voor zand en tot 1,0 l/m/s voor klei, zie ook § 4.8.7. Deze beperking is bedoeld om verdere erosie van het binnentalud door overslag te voorkomen.
- Op de berekende vervormingen van grond en constructie moet een modelfactor $\gamma_{d,vervorming}$ van 1,3 worden toegepast. Een verdere schematiseringsfactor is niet van toepassing.
- Wanneer de berekende vervormingen (inclusief de modelfactor) voldoen aan de hieronder beschreven basiseisen mag doorgaans worden aangenomen dat deze vervormingen geen significant effect hebben op de overstromingskans.

Voor de maximaal toelaatbare vervormingen gelden de volgende basiseisen.

- Maximaal 0,1 m kruindaling over een kruinbreedte van minimaal 3 m (of over de oorspronkelijke kruinbreedte als deze smaller is dan 3 m). Bij zelfstandig kerende wanden geldt deze verticale verplaatsingseis voor de wandkop. Bij zelfstandig kerende verankerde wanden mag worden aangenomen dat impliciet aan deze verplaatsingseis wordt voldaan zolang de controle op verticaal evenwicht volgens § 4.8.2 voldoet.
- Maximaal 0,1 m horizontale (wand)verplaatsing van het constructieve element.
- Een maximale horizontale verschilverplaatsing van 0,1 m tussen binnenteen en buitenteen voor alle situaties waarin niet met een restprofiel wordt gerekend.

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

De in praktijk berekende kruindaling door hoogwaterbelasting blijft (inclusief toe te passen modelfactor) doorgaans binnen de eis van 0,1 m. Bij onverankerde wanden zal een horizontale vervormingseis van 0,1 m echter wel snel kritisch worden.

Om minder strenge vervormingseisen te mogen stellen, zijn aanvullende randvoorwaarden nodig voor het vervormingseffect op de relevante faalmechanismen. Dergelijke randvoorwaarden zijn situatieafhankelijk en moeten daarom projectspecifiek worden gedefinieerd. In Bijlage A van de PPE is een methodiek opgenomen waarmee dergelijke projectspecifieke vervormingseisen kunnen worden afgeleid. Bij het vaststellen van projectspecifieke 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.
- Vervormingseis(en) die niet direct volgen uit de Waterwet, maar bijvoorbeeld uit 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.

Zie ten slotte Bijlage C van deze PPL voor indicatieve aanwijzingen voor de invulling van de overgangsconstructie ter overbrugging van vervormingsverschillen tussen de groene dijk en de constructief versterkte dijk. Bij deze indicatieve aanwijzingen is aangenomen dat wordt voldaan aan bovengenoemde basiseisen voor vervorming door maatgevende hoogwaterbelasting.

4.8.5 Controle op constructieve sterkte (STR) en houdkracht (SSI2)

Voor de benodigde reguliere controle op de constructieve sterkte en op de houdkracht van het anker gelden de volgende aanwijzingen.

- De op de karakteristieke grondsterkte in rekening te brengen partiële factor voor het bepalen van rekenwaarden is gelijk aan de schadefactor ($\gamma_{n;LC}$) vermenigvuldigd met een modelfactor ($\gamma_{d;EEM}$)⁹. Zie § 4.8.1 voor de definitie van deze factoren.
- Tenzij contractueel anders is voorgeschreven dient tijdens extreme belastingscondities op de kruin van de dijk rekening te worden gehouden met een verkeersbelasting van 13 kN/m² over een breedte van 2,5 m, conform § 2.1.2 uit de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994).

⁹ Voor de aanvullend benodigde controle op ankeruitval moet de ankerkracht na uitval van één naastliggend anker ook worden berekend zonder toepassing van partiële factoren op de grondsterkte. Deze berekende kracht moet vervolgens worden vermenigvuldigd met een factor 1,5, zonder toepassing van verdere belastingeffectfactoren. Zie § 11.9.5.

- Wanneer tijdens de controle in de EEM-berekening een niet-kritische instabiliteit van het binnentalud achter een langsconstructie optreedt moet de berekening worden doorgezet met een geschematiseerd restprofiel, zie § 4.8.7.
- Zoals aangegeven in de PPE, moet bij de constructieve controle een hoge grondstijfheid worden gebruikt voor de lagen waaraan een vrijstaande langsconstructie zijn inklemming ontleent, en een lage grondstijfheid voor alle overige gevallen. De toe te passen lage en hoge waarden worden bepaald door de verwachtingswaarde van de stijfheid respectievelijk te delen door 1,5 of te vermenigvuldigen met 1,5.
- Er moet rekening worden gehouden met een toename van de ankerkracht door zakkende grond, conform Bijlage B.1. Zie § 3.4.6 van de de PPE voor aanwijzingen voor de manier waarop deze toename in rekening moet worden gebracht binnen een EEM-berekening.
- Op de in de EEM-analyse berekende snedekrachten en -momenten dienen de in Bijlage A gegeven belastingeffect-factoren te worden toegepast, zoals aangegeven bij de verschillende langsconstructies behandeld in de hoofdstukken 11 tot en met 19. Daarmee wordt geborgd dat de vereiste doelbetrouwbaarheid en redundantie wordt bereikt.
- In afwijking van de Eurocode 3 (NEN, 2012b) geldt voor een op buiging belaste stalen wand als eis dat in de uiterste vezel geen vloeï mag optreden. Er wordt dus alleen rekening gehouden met de elastische capaciteit. Bij de controle op de vloeigrens moet rekening worden gehouden met eventuele degradatie door corrosie.
- De verder nog toe te passen materiaalfactoren voor constructieve sterkte (beton, hout, ankerlichaam) worden onder andere ontleend aan de CUR166 en/of de Eurocode. Deze materiaalfactoren zijn niet afhankelijk van de doelbetrouwbaarheid en/of de levensduur¹⁰. Zie de hoofdstukken 11 tot en met 19 voor de per constructietype toe te passen materiaalfactoren.

4.8.6 Piping en heave

Stabiliteitverhogende langsconstructies kunnen ook worden toegepast als maatregel tegen het optreden van zandmeevoerende wellen. In dat geval moet worden getoetst of ze voldoen aan een kritiek verhang van 0,5, conform de WBI-schematiseringshandleiding voor piping bij kunstwerken. (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017a). Hoewel de waarde van 0,5 niet probabilistisch is onderbouwd, wordt deze binnen het WBI toch als veilig genoeg gezien. Als de langsconstructie een lengte heeft groter dan twee keer het verval over de wand bij WBN, dan is het verhang over de wand altijd kleiner dan 0,5.

Bij discontinue wanden en losstaande elementen kunnen zandmeevoerende wellen tussen de openingen van de constructieve elementen optreden. Hierop dient te worden gecontroleerd, conform de WBI-schematiseringshandleiding voor piping (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b).

4.8.7 Niet-kritische instabiliteit (restprofiel)

Bij het toepassen van een langsconstructie in een dijk wordt onder bepaalde voorwaarden geaccepteerd dat het talud achter de constructie kan afschuiven, zoals weergegeven in Figuur 4.1. Een dergelijke afschuiving wordt in deze PPL een 'niet-kritische instabiliteit' genoemd, omdat deze afschuiving niet direct de overstromingskans hoeft te beïnvloeden.

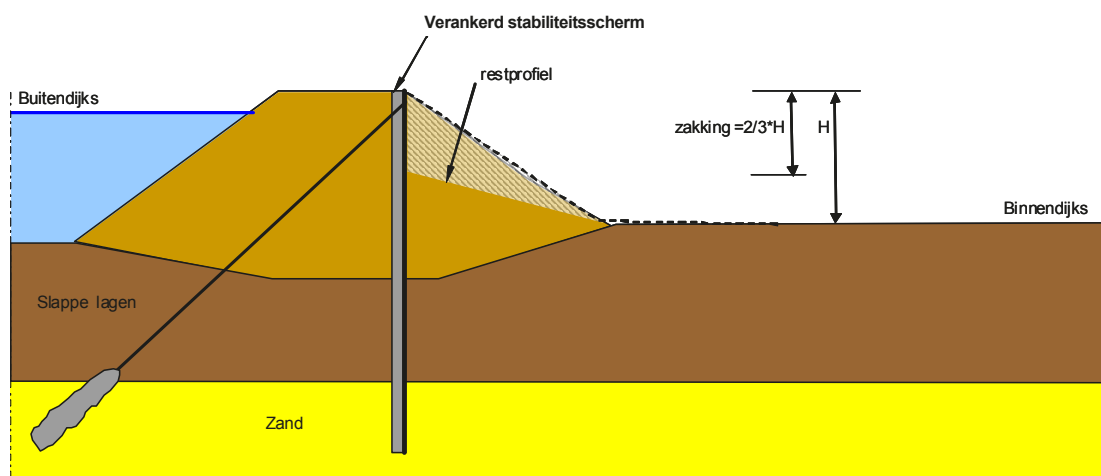
Een niet-kritische taludinstabiliteit kan optreden tijdens een van de rekenfasen in de EEM-berekening. Dat geldt zowel voor binnen- als buitenwaartse stabiliteit.

¹⁰ De volgens CUR166 toe te passen aanpassing van materiaalfactoren bij een levensduur langer dan 50 jaar wordt *niet* voorgeschreven, omdat aan de juistheid daarvan wordt getwijfeld (POVM, 2018e).

Bij buitenwaartse stabiliteit geldt tevens, in aanvulling op de PPE, dat op locaties met ongunstige omstandigheden t.a.v. stabiliteit. Aanvullend moet dan voor stroming en golfbelasting ook nog rekening moet worden gehouden met verdere erosie van het restprofiel. De invulling hiervan is afhankelijk van de lokale omstandigheden. Daarnaast geldt bij buitenwaartse stabiliteit dat deze niet-kritische instabiliteit alleen is toegestaan bij doorgaande wanden. Een niet-kritische instabiliteit is verder ook niet toelaatbaar bij toepassing van dijkdeuvels en korte-wandtechnieken.

Wanneer bij controles in EEM een dergelijke instabiliteit optreedt, moet na installatie van de langsconstructie worden gerekend met een geschematiseerd verlaagd restprofiel, conform de aanwijzingen in § 3.5.6 van de PPE, en conform de rekenvoorbeelden in de PPE. Zie Figuur 4.1. Het volgens de PPE toe te passen geschematiseerde restprofiel (1/3 van de oorspronkelijke hoogte) is gebaseerd op de eerdere aanwijzing in de OSPW, zie ook § 3.5.6 in de PPE.

Vanwege de overstap die in het WBI sindsdien is gemaakt naar ongedraineerde grondsterkte (die minder wordt beïnvloed door de taludverlaging) beveelt de PPE aanvullend ook nog een reductie van deze grondsterkte in de door de afschuiving verstoorde zone (70% van de critical state-sterkte) aan, evenals het meenemen van een scenario met een horizontaal restprofiel een kans van 10% bij het bepalen van de schematiseringsfactor. De verstoorde zone is daarbij de zone binnen en nabij het glijvlak dat werd gevonden als gevolg van afschuiving van het oorspronkelijke profiel (talud). Zie ook § 3.5.6 van de PPE.



Figuur 4.1 Modelling restprofiel dat 1/3 van de oorspronkelijke hoogte heeft, in combinatie met het toepassen van een gereduceerde grondsterkte

De PPE suggereert verder dat er, bij het bepalen van de schematiseringsfactor, in het geval van een restprofiel gerekend moet worden met een scenario van een horizontaal maaiveld, dat een kans van voorkomen heeft van 10%. Zie ook § 5.6 in deze PPL.

Wanneer er in het geval van binnenwaartse stabiliteit een niet-kritische instabiliteit optreedt bij de vervormingscontrole (zie ook § 4.8.4), dient de hoeveelheid overslag te worden beperkt, teneinde verdere aantasting en uitspoeling te voorkomen. Deze beperking is overigens niet nodig als het restprofiel pas bij de controle op constructieve sterkte of op stabiliteit optreedt.

Voor het geval dat bij de vervormingscontrole een niet-kritische stabiliteit van het binnentalud optreedt, geeft Tabel 4.5 in deze PPL de aanbevolen maximaal toelaatbare overslagdebieten (kritieke overslag-

debieten) weer bij de kruinhoogte na 100 jaar. In de tabel is onderscheid gemaakt tussen continue en discontinue wanden.

Tabel 4.5 Aanbevolen kritiek overslagdebiet bij toepassing van een restprofiel zoals aangegeven in Figuur 4.1

	Kernmateriaal dijk	Eisen kritiek overslagdebiet
Continue wanden	zand	< 0,1 l/m/s
	klei	< 1,0 l/m/s
Discontinue wanden	zand	n.v.t.
	klei	< 1,0 l/m/s

Bij een zanddijk in combinatie met een restprofiel dient, in verband met het risico op uitspoeling van zand in de openingen tussen de constructieve elementen, een doorgaande langsconstructie te worden toegepast. Bij continue wanden in een zandkern wordt een kritiek overslagdebiet aanbevolen van 0,1 l/m/s.

Bij een kern van klei in combinatie met een restprofiel wordt een kritiek overslagdebiet aanbevolen van 1,0 l/m/s. Dit geldt voor zowel continue wanden als voor discontinue wanden.



5 Aanwijzingen voor meerdere constructietypen

5.1 Inleiding

Dit hoofdstuk geeft aanwijzingen voor aspecten die van toepassing zijn op meer dan één constructie-type. Dit betreft onder andere de schematisering van de grond, de grond-constructie-interactie en de belastingen. Verder betreft het ontwerpaanwijzingen voor verschillende constructietypen met openingen, verschillende constructietypen die bestaan uit stalen damwanden, verschillende constructietypen die bestaan uit beton en verschillende constructietypen die worden verankerd.

Aanwijzingen uit de SHM, uit het OI2014v4 en uit de PPE zijn daarbij deels als basis gebruikt. Ook is gebruikgemaakt van documenten waar voornoemde documenten naar verwijzen, zoals het TRGS, het TRWD en het Protocol sonderen voor Su bepaling (Deltares, 2016d). Zoals aangegeven in § 1.2.1 zijn er ook regelmatig verwijzingen naar constructieve ontwerpregels in Eurocode-documenten en in de CUR166. Daarnaast wordt geciteerd uit het Technisch Rapport Ontwerpbelasting voor het rivierengebied (TAW, 2007), hierna genoemd: TROB. Ten slotte is gebruikgemaakt van het Rijkswaterstaat-rapport Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden (Rijkswaterstaat, 2015). Bij eventuele verschillen tussen de teksten in dit hoofdstuk of de hierna volgende hoofdstukken en voornoemde bron-documenten zijn deze laatste leidend, tenzij uitdrukkelijk anders aangegeven in deze PPL.

5.2 Bodemopbouw in dwarsdoorsnede

5.2.1 Informatiebronnen

Met hulp van onderstaande informatiebronnen kan een goede indruk worden verkregen van de bodemopbouw in het deel van de waterkering met een te ontwerpen of beoordelen langsconstructie.

- de globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS) van het WBI. Zie ook § 5.2.3;
- historische gegevens ten aanzien van opbouw van de dijk en dijkverbeteringen;
- lokaal grondonderzoek, zie ook § 5.2.2;
- geotechnisch dwarsprofiel (indien beschikbaar);
- geotechnisch lengteprofiel onder en naast de dijk (indien beschikbaar);
- historische gegevens over dijkophogingen en polderpeilverlagingen;
- zettingsverloop in de tijd van de kruin van de dijk, en eventueel van het voor- en achterland als gevolg van zettingen en/of autonome bodemdaling.

5.2.2 Grondonderzoek

Op basis van veldonderzoek, bijvoorbeeld sonderingen en boringen, kunnen de actuele bodemopbouw en de variabiliteit van laagdikten in en nabij het beschouwde dwarsprofiel van een waterkering worden bepaald. Om de actuele bodemopbouw en de variabiliteit in laagdikte voldoende nauwkeurig te kunnen invullen en om de variabiliteit in de ongedraineerde sterkte te kunnen bepalen, is voor een groene dijk één grondonderzoekspunt per 50 à 150 m in de kruin en binnendijks passend, zie de SHM. In bijlage G van de SHM worden aanbevelingen gedaan voor de vereiste kwaliteit van de uit te voeren sonderingen.

Het aantal benodigde sonderingen hangt af van de geologie in het dijkvak. Er kunnen geulen zijn, opgevuld met slap materiaal (restgeulafzetting = opvulling verlaten stroomgeul). Daarvan kan de afmeting 10 tot 100 m zijn (Berendsen, 2004). Gelet op de mogelijke variatie in de bodemopbouw is het in het rivierengebied vaak verstandig om grondonderzoek uit te voeren nabij de teen van de dijk en ook verder in het achterland. Dit is vooral aan te raden wanneer een dik slappe-lagenpakket aanwezig is in combi-

natie met opdrijven (zie § 5.4.3). Daar is, door de ontstaansgeschiedenis van de dijk, de bodemopbouw polderwaarts veel slapper dan dichterbij de dijk.

Bij langsconstructies kan het aanvullende grondonderzoek bestaan uit bijvoorbeeld een aantal sonderingen tussen bestaande grondonderzoekspunten in. Bij het toepassen van constructieve elementen in de dijk verdient het ook aanbeveling om extra sonderingen uit te voeren in de lijn waarin de constructieve elementen worden geplaatst. Zo kan eventuele variatie in de ligging van de draagkrachtige zandlaag vastgesteld worden. Dit is van belang om een goede inschatting te kunnen maken van de benodigde diepte van de onderkant van de funderingselementen. Gedacht moet worden aan één grondonderzoekspunt per 15 à 25 m langs de constructieve elementen. De exacte ruimtelijke spreiding is afhankelijk van de geologie in het dijkvak. Waar verankerde constructies worden gerealiseerd, of constructies aan de buitenzijde van de dijk, kan voor een veilige schematisering ook aanvullend buitendijks grondonderzoek noodzakelijk zijn. Ook ter plaatse van de ankerlichamen is grondonderzoek vereist, voor de berekening van het draagvermogen. Wanneer geulafzettingen buitendijks worden gemist, komt dat vaak door onvoldoende inzicht in de bodemopbouw bij de plaatsing van constructieve elementen. Vooraf investeren in uitgebreid grondonderzoek in gebieden die geologisch gezien risicovol zijn, kan omvangrijke problemen tijdens de realisatie voorkomen. Een voorbeeld van zo'n probleem: wordt tijdens het testen ontdekt dat de trekankers de ontwerpbelasting niet kunnen dragen, dan leidt dat tot vertraging.

Bovengenoemde afstanden tussen grondonderzoekspunten c.q. de gewenste positie van grondonderzoekspunten zijn in de praktijk niet altijd realiseerbaar vanwege de bereikbaarheid. Genoemde waarden moeten daarom worden gezien als een streefwaarde; afwijkingen daarvan zijn mogelijk. De onzekerheid over de ligging van de zandlaag tussen de sondeerlocaties moet in rekening worden gebracht via de schematiseringsonzekerheid, zie § 5.6. Daarbij moet ook de extra onzekerheid in rekening worden gebracht die ontstaat bij grotere sondeerafstanden dan in deze PPL aanbevolen.

5.2.3 Stochastische ondergrondschematisering

Van de beschouwde strekking van de gronddijk moet de bodemopbouw worden vastgesteld zoals die op dat moment bekend is en zoals die in de tijd eventueel nog verandert tot aan het te beoordelen moment. Het WBI levert daartoe voor alle primaire waterkeringen (uitgezonderd de duinen) al een globale stochastische ondergrondschematisering (SOS). Dit is een set van mogelijke ondergrondscenario's langs de waterkering, met hun kans van voorkomen. Op basis van het globale SOS-model moet aan de hand van lokaal grondonderzoek, zoals boringen en sonderingen, een lokale ondergrondschematisering worden opgesteld. Dit is in principe nog steeds een stochastisch model, tenzij er zulk gedetailleerd grondonderzoek beschikbaar is dat alle scenario's behalve één met zekerheid uit te sluiten zijn. Het SOS geeft geen informatie over de opbouw van het dijklichaam. De opbouw van het dijklichaam moet dus ook worden geschematiseerd op basis van lokale gegevens. Bij het opstellen van ondergrondscenario's voor dwarsdoorsneden moet daarnaast ook de verschillende laagligging onder en naast de dijk worden meegenomen. Zie verder § 5.4 en § 5.5 van de SHM voor nadere aanwijzingen voor toepassing van het SOS en voor het opzetten van de schematiseringsscenario's voor dwarsdoorsneden, zoals beschreven in § 5.6 van deze PPL.

5.3 Grondeigenschappen

De binnen de EEM-berekening toe te passen constitutieve modellen voor grond worden behandeld in § 3.2 van de PPE. De PPE geeft in § 3.3 en in Bijlage C aanwijzingen voor het uit laboratoriumproeven afleiden van de benodigde karakteristieke parameters voor deze constitutieve modellen. Deze grondparameters bepalen de sterkte, stijfheid en het volumiek gewicht van de grond. De bijlage geeft verder

ook aanwijzingen voor bepaling van de reductiefactor op de wandwrijving (R_{inter}). Bijlage C van de PPE geeft ten slotte ook aanwijzingen voor het bepalen van de ongedraineerde sterkte en de grensspanning uit de sonderingen, in aanvulling op de aanwijzingen die de SHM geeft. Het aanvullende POVM-voorbeeld Schuifsterkteschematisering (POVM, 2019a) geeft een verdere uitwerking van de schuifsterkteschematisering in een te beschouwen dijkvak en dijkdoorsnede.

Het eigen gewicht van de grond heeft een belangrijke invloed op de resultaten van de controles op stabiliteit, constructieve sterkte en vervorming. Het grondgewicht vormt daarbij niet alleen een belasting, maar levert ook een bijdrage aan de grondsterkte. Het is daarom niet altijd op voorhand duidelijk wanneer een hoge of lage waarde van het volumegewicht maatgevend is.

In aanvulling op de PPE zijn er voor langsconstructies, ter ondersteuning van de bepaling van de volumegewichten die op de verschillende doorsnedelocaties in rekening moeten worden gebracht, de volgende handvatten.

- Keuze voor hoge of lage karakteristieke volumegewichten aan de actieve en passieve zijde¹¹ van de constructie op basis van de laagste stabiliteitsfactor uit een glijvlakberekening.
- Keuze voor hoge karakteristieke volumegewichten voor het dijkmateriaal en voor lage karakteristieke volumegewichten voor de grondlagen aan waterzijde (passieve zijde).

Conform hoofdstuk 4 moeten tijdens de controles voor constructieve sterkte en stabiliteit partiële factoren worden toegepast op de karakteristieke waarde van de grondsterkte (schadefactor, modelfactor en in geval van stabiliteit ook nog een schematiseringsfactor). Er worden dus geen verdere partiële materiaalfactoren meer toegepast, zoals in het verleden (WTI) nog wel het geval was.

5.4 Waterspanningsverloop; binnenwaartse macrostabiliteit

5.4.1 Algemeen

Het geschematiseerde waterspanningsverloop in de rekendoorsnede moet leiden tot een voldoende conservatieve bepaling van krachten, momenten en stabiliteit.

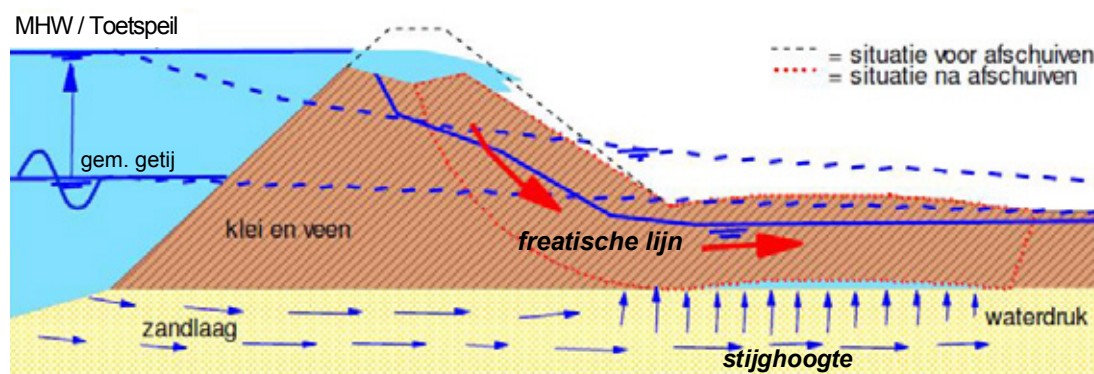
Voor een groene dijk geven het TRWD en hoofdstuk 5 van het concept Technisch rapport Macrostabiliteit (Deltares, 2013c) al uitgebreide aanwijzingen voor het schematiseren van een 2D-stijghoogteverloop onder dagelijkse omstandigheden (inclusief opbolling) en voor de aanpassing daarvan tijdens hoogwateromstandigheden. 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 begrenzend 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.

¹¹ De actieve zijde is de zijde waar de constructie door de grond wordt belast; de passieve zijde is de zijde waar de constructie door de grond wordt ondersteund (polderzijde in geval van binnenwaartse stabiliteit en rivierzijde in geval van buitenwaartse stabiliteit).

De PPE raadt voornamelijk niet aan om een EEM-grondwaterstromingsberekening direct te koppelen aan een EEM-analyse van spanningen en vervormingen. De reden hiervoor is dat het vereiste conservatisme in de EEM-grondwaterstromingsberekening niet eenvoudig kan worden gemodelleerd. Volgens de PPE zijn de resultaten van EEM-grondwaterstromingsberekeningen echter wel prima bruikbaar voor onderbouwing van de uiteindelijke handmatige schematisering van het stijghoogteverloop voor de spanning- en vervormingsberekening. Wel verdient het aanbeveling om de waterspanningen bij dagelijkse omstandigheden in de EEM-analyse te baseren op de op locatie beschikbare waterspanningsmetingen.

De in voorgenoemde documenten gegeven aanwijzingen zijn grotendeels ook van toepassing bij het beoordelen en ontwerpen van langsconstructies met hulp van eindige-elementen. Bij toepassing van niet-doorlatende wanden moet echter rekening worden gehouden met het effect daarvan op het stijghoogteverloop, zie § 5.4.2.



Figuur 5.1 Geohydrologische belastingen op waterkering onder hoogwatercondities

Het in rekening te brengen waterspanningsverloop is een functie van het in rekening te brengen (verloop in de tijd van) het buiten- en binnenwaterpeil over de dwarsdoorsnede tijdens extreme condities. In Figuur 5.1 zijn de geohydrologische belastingen onder hoogwatercondities weergegeven. De bepaling van deze waterpeilen wijkt niet af van de bepaling die nodig is voor de beoordeling van groene dijken.

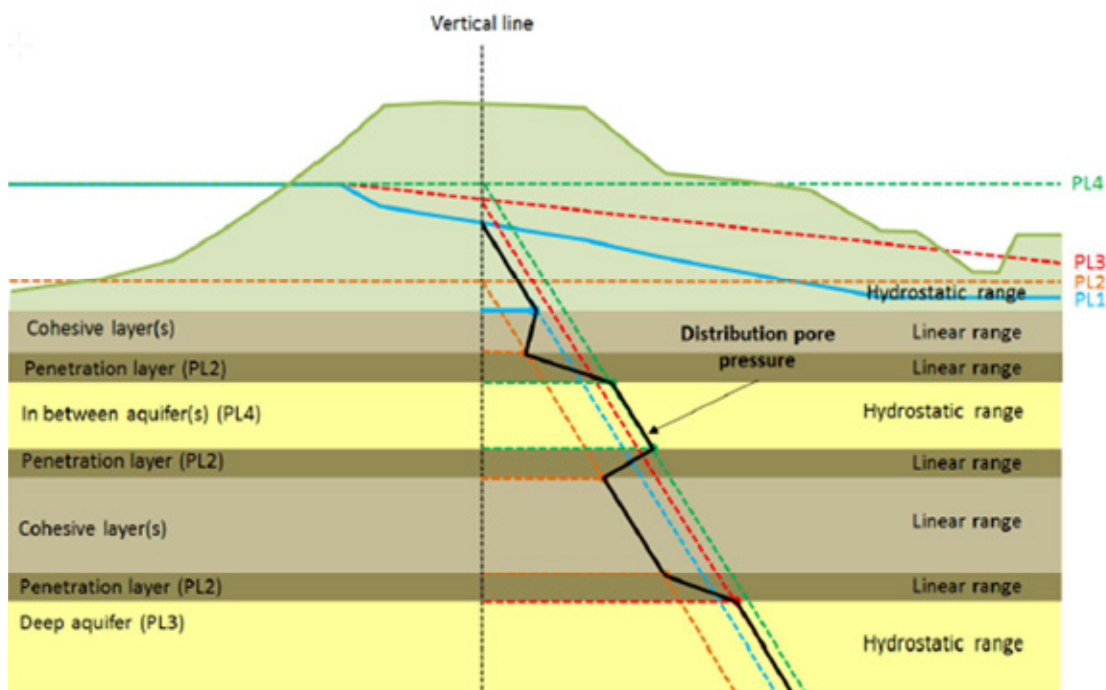
Zowel voor de glijvlakberekening als voor EEM-berekeningen geldt dat de freatische grondwaterstand, het verloop van de waterspanningen over de diepte van de holocene grondlagen en de stijghoogten in de watervoerende zandlagen in en onder de waterkering, bij voorkeur worden afgeleid op basis van waterspanningsmeters en peilbuismetingen. Als er over geohydrologische randvoorwaarden onvoldoende (meet)gegevens voorhanden zijn, dan kan op basis van het TRWD per belastinggeval een conservatieve inschatting worden gemaakt van de grondwaterspanningen. Voor de invloed van de constructie op de freatische grondwaterstand wordt verwezen naar § 5.4.2.

De stijghoogte in watervoerende zandlagen vormt een geohydrologische belasting in en/of onder het constructief versterkte grondlichaam. Onder in het holocene pakket van slappe (relatief slecht doorlatende) klei- en veenlagen moet aan de polderzijde eventueel rekening worden gehouden met een verticale indringingsdiepte, zie § 7.13 van de SHM.

De in het TRWD gegeven aanwijzingen zijn in principe zowel van toepassing voor glijvlakberekeningen als voor EEM-berekeningen. Bij toepassing van niet-doorlatende wanden moet wel rekening worden gehouden met het effect daarvan op het stijghoogteverloop, zoals aangeduid in § 5.4.2. De PPE geeft in § 3.5.1 aan dat bij EEM-berekeningen in de cohesieve lagen aan waterzijde ook de ongedraineerde water-

overspanningen die worden veroorzaakt door het gewicht van een kortdurende hoogwaterbelasting moeten worden geschematiseerd.

Het TRWD geeft conservatieve standaardschematiseringen, die ook zonder waterspanningsmeting toepasbaar zijn. Wanneer er wél waterspanningsmetingen beschikbaar zijn, kunnen die volgens het TRWD worden gebruikt om de hierboven aangeduide standaardschematisering aan te scherpen. De gegevens onder dagelijkse omstandigheden zijn dan immers concreet voorhanden. Ook is dan doorgaans bekend hoe het verloop wijzigt onder invloed van hoogwateromstandigheden, al zal de situatie bij maatgevende omstandigheden (zowel met betrekking tot hoogte als duur) meestal niet aanwezig zijn. Bij de verdere extrapolatie moet dan ook rekening worden gehouden met trendbreuken als gevolg van bijvoorbeeld het onderlopen van voorland en opdrijven van het achterland, en de eventuele invloed van de aan te brengen langsconstructie.



Figuur 5.2 Mogelijke schematisering van de waterspanningen over de hoogte bij 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 watervoerende zandlaag. De dikte van de indringingslaag kan volgens het TRWD worden berekend of geschat (1 m in benedenrivieren-gebied 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

5.4.2 Invloed van langsconstructie en restprofiel onder maatgevende omstandigheden

Zoals aangegeven in § 5.4.1 moet in het ontwerp een conservatief verloop van de freatische lijn worden aangenomen dat tot ongunstige (hoge) snedekrachten in de constructie leidt. Het aanbrengen van een constructieve maatregel in de waterkering kan invloed hebben op de geohydrologische situatie in de waterkering onder zowel dagelijkse als maatgevende omstandigheden. Niveauverschillen in de waterstand aan zowel de actieve als de passieve zijde van de constructie leiden tot meer belasting op de wand als deze wand niet doorlatend, maar gesloten is. De invloed van deze gesloten wand dient in het ontwerp en de

beoordeling te worden meegenomen. Daarbij moet ook rekening worden gehouden met het 3D-karakter van de grondwaterstroming bij de overgang naar de naastliggende groene dijk. Het aanbrengen van de constructie kan onder dagelijkse omstandigheden ook invloed hebben op de waterspanningen, met mogelijke gevolgen voor belendingen.

Verder zal het ook nodig zijn om het verloop van de freatische lijn in het binnen- of buitentalud aan te passen wanneer in het ontwerp achter de wand een restprofiel moet worden aangenomen, als gevolg van als gevolg van niet-kritieke instabiliteit van binnen- of buitentalud (§ 4.8.7).

Het onder extreme hoogwatercondities verhogen van de waterdruk in watervoerende zandlagen onder de waterkering veroorzaakt plaatselijk een afname van de effectieve spanningen. Dat kan uiteindelijk leiden tot opdrijven en eventueel ook opbarsten van het slappe-lagenpakket. In dat geval dient rekening te worden gehouden met de grenspotential in de watervoerende zandlagen, zie ook § 2.2.5 van het TRWD. In § 5.4.3 wordt nader ingegaan op de schematisering bij opdrijven en opbarsten van het achterland.

5.4.3 Schematiseren van oprijfcondities

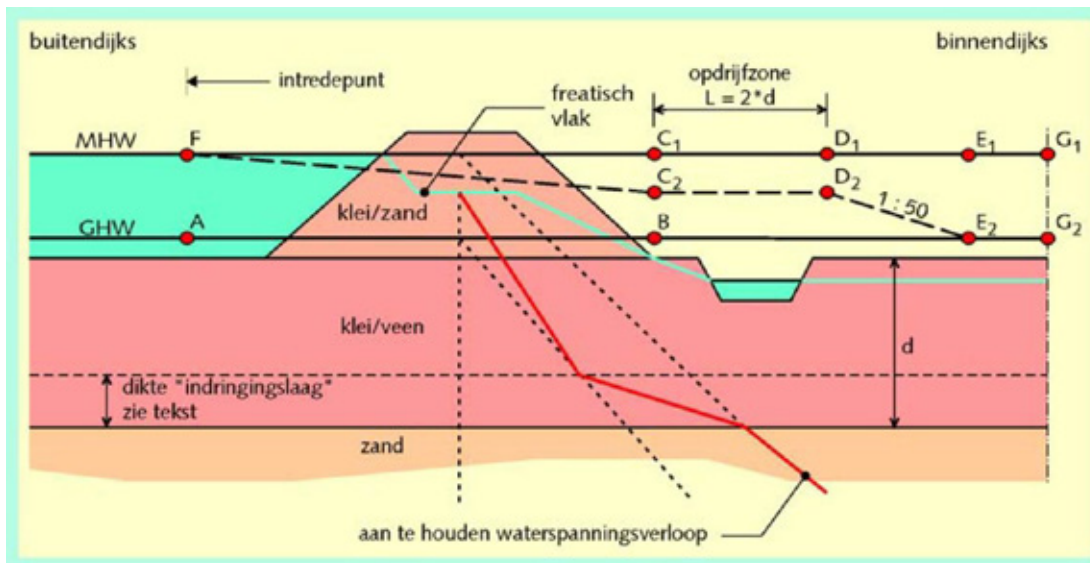
Bij hoogwatercondities neemt de stijghoogte toe in de zandlaag die onder de deklaag aan landzijde ligt. Zodra op de grens met de deklaag de zogenaamde grenspotential wordt bereikt (waterspanning gelijk aan grondspanning), gaat de deklaag opdrijven.

Volgens de SHM moet bij het bereiken van de grenspotential met een sterkte van 0 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.

Voor het schematiseren van oprijfcondities moet in de watervoerende zandlaag en in de eventuele tussenzandlagen een verloop van de stijghoogte worden verondersteld dat conservatief is voor stabiliteit. Bedenk hierbij dat een 3D-situatie (qua geohydrologie) moet worden teruggebracht tot een 2D-schematisering.

Zoals beschreven in § 3.5.2 van de PPE vindt in een glijvlakberekening nabij de teen geen spannings-spreiding plaats, maar in een EEM-berekening wel. De grenspotential als functie van plaats wordt in een EEM-berekening daarom niet alleen beïnvloed door de deklaagdikte, maar ook door de spannings-spreiding. In combinatie met het aangenomen stijghoogteverloop kan dat leiden tot een meer landinwaarts gelegen startpunt voor de oprijfzone dan bij glijvlakberekeningen. Het startpunt in de EEM-berekening is het punt waar de grenspotential landinwaarts voor het eerst wordt bereikt.

In de oprijfzone mag de stijghoogte in een EEM-berekening niet precies gelijk aan de grenspotential worden gekozen. Want dan ontstaan 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 oprijfzone 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 oprijfzone kan het nodig zijn om de stijghoogte-aanpassing van dagelijkse omstandigheden naar hoogwateromstandigheden gefaseerd aan te brengen.



Figuur 5.3 Conservatieve schematisering van de stijghoogte in de eerste zandlaag bij opdrijven volgens TRWD, in het eenvoudige geval van een dijk op cohesieve grond met horizontale lagen, zonder demping en met opdrijven. De waterspanning aan de bovenkant van de zandlaag in het gebied van C2 tot D2 is gelijk aan het gewicht van een 'effectieve deklaagdikte' bij de sloot. In de WBI-software wordt voor de lengte van de opdrifzone C2-D2 overigens 20 meter aangenomen, gevolgd door een verloop richting polder onder een helling van 1:100. In PLAXIS zal punt C2 wat achter de binnenteen liggen, omdat de grenspotentiaal nabij de teen hoger is vanwege spannings-spreiding

Zoals ook beschreven in § 3.5.2 van de PPE, kan afschuiven van het oorspronkelijke talud achter de langsconstructie in eindige-elementenberekeningen leiden tot samendrukking van de deklaag over een doorgaans langgerekte opdrifzone. Hierbij is het mogelijk dat de schuifsterkte in de deklaag niet wordt bereikt. Bij een dergelijke taludafschuiving van het originele profiel moet desondanks wel met een restprofiel worden gerekend. Zoals eerder vermeld, schrijft de SHM voor om bij het bereiken van de grenspotentiaal met een schuifsterkte van 0 in de deklaag te rekenen wanneer de deklaagdikte minder is dan 4 meter. Bij het in rekening brengen van deze nulsterkte in de eindige-elementenberekening zal het schuifvlak dan al uittreden nabij het startpunt van de opdrifzone. Samendrukking als een veer zal dan niet meer optreden.

5.4.4 Schematiseren van infiltratie-scenario door significante overslag

Bij het beschouwen van het in § 4.8.1 genoemde scenario van significante overslag is het aannemelijk conservatief om in de hele dijk volledige verzadiging tot aan de kruin te veronderstellen bij een overslagdebiet groter dan een grenswaarde van 1 l/m/s. Voor de beoordeling van dit infiltratie-scenario suggereert een KPR-factsheet (KPR, 2016b) dat de in § 4.2 beschreven maximaal toelaatbare faalkans voor binnenwaartse macrostabiliteit mag worden gedeeld door de overschrijdingskans van voornoemde grenswaarde. De factsheet suggereert verder dat het stijghoogteverloop in de watervoerende lagen bij dit scenario mag worden gebaseerd op de buitenwaterstand in het 'ontwerppunt' dat hoort bij voornoemde overschrijdingskans. De overschrijdingskans en het bijbehorende ontwerppunt volgen uit een probabilistische overslagberekening bij ontwerpomstandigheden. Zie verder § 4.8.7 voor de in deze PPL geadviseerde beperking van het maximaal toelaatbare overslagdebiet in het geval van een niet-kritische instabiliteit (restprofiel).

5.5 Waterspanningsverloop; buitenwaartse macrostabiteit

De hydraulische belastingscondities bij de beoordeling van de buitenwaartse macrostabiteit verschillen sterk van die bij de binnenwaartse macrostabiteit. Dit komt doordat de maatgevende omstandigheden niet zullen optreden tijdens hoogwater. Zie ook § 2.4.4 en bijlage b4.9 in het TRWD. De te beschouwen situaties bij de beoordeling van de buitenwaartse macrostabiteit worden behandeld in § 5.11.1.

5.6 Schematiseringsscenario's

De SHM schrijft voor dat moet worden gewerkt met schematiseringsscenario's om onzekerheden in de grondopbouw en waterspanningen af te dekken. De keuze voor de schematisering van de grondlagen in de scenario's (zie ook § 5.2.3) dient in samenhang te worden beschouwd met de schematisering van de waterspanningen inclusief mogelijk opdrijven. Bij het vaststellen van de scenario's moet er verder rekening mee worden gehouden dat veen een ongedraineerde sterkte kan hebben die groter is dan die van klei, terwijl dat bij gedraineerde sterkte omgekeerd is. Voor constructies met een teen en/of anker in de pleistocene zandlaag is het nodig om de onzekerheid in de ligging van de bovenkant van de zandlaag onder de kruin mee te nemen, vooral wanneer de afstand tussen sonderingen groter is dan aanbevolen in § 5.2.2.

Op deze scenario's moeten in het geval van langsconstructies 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, gebruikmakend van een geactualiseerde en gevalideerde POVM-spreadsheet¹². Door middel van deze 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 opzichte 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.

De PPE suggereert verder de schematiseringsscenario's ook te gebruiken om onzekerheid in de ligging van het restprofiel in rekening te brengen.

5.7 Eigenschappen van stalen doorsneden

5.7.1 Algemeen

Voor de behandeling van de sterkte- en stijfheidseigenschappen van stalen damwanden en combiwanden wordt verwezen naar § 3.3 in deel 2 van CUR166. Voor de combiwanden wordt bovendien ook verwezen naar § 6.7 van het Handboek Kademuuren (SBRCURnet, 2013). Hierna volgen enkele afwijkende en aanvullende bepalingen die in deze PPL van toepassing zijn voor de in rekening te brengen doorsnede-eigenschappen.

5.7.2 Alleen gebruik van elastisch weerstandsmoment

In afwijking van de Eurocode 3 (NEN, 2012b) geldt in deze PPL als eis dat in de uiterste vezel van een op buiging belaste stalen doorsnede geen vloeï mag optreden. De spanningscontrole moet dus plaatsvinden

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 (POVM, 2018d). Deze spreadsheet maakt gebruik van de WBI-relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor. De spreadsheet is te vinden op: www.povmacrostabiteit.nl/plaxis-rekenvoorbeelden.

met het elastisch weerstandsmoment van het profiel, na het in rekening brengen van de invloed van corrosie.

5.7.3 Invloed van corrosie

Bij de bepaling van het elastisch weerstandsmoment en het doorsnedeoppervlak moet rekening worden gehouden met de reducerende invloed van corrosie op de wanddikte. De invloed van corrosie op de buigstijfheid mag verder ook in de EEM-analyse worden meegenomen, wanneer de eindsituatie als maatgevend wordt beschouwd.

Tenzij anders voorgeschreven, moet voor het in rekening te brengen effect van corrosie op de doorsnedeafmetingen worden uitgegaan van het Rijkswaterstaat-rapport Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden (Rijkswaterstaat, 2015). De daarin vastgestelde corrosiematen mogen alleen worden toegepast voor stalen wanden met aan twee zijden grond. Uitgaande van normaal voorkomende staalkwaliteit volgens de Euronormen NEN-EN 10248/1 en 2, gelden deze maten voor warmgewalste profielen (NEN, 2006a; NEN, 2006b). Dit betreft damwandplanken van koolstofstaal. Volgens deze PPL moeten de in het rapport van Rijkswaterstaat genoemde corrosiematen ook worden toegepast voor combiwanden en voor de stalen buis bij dijkdeuvels.

Voor stalen wanden met slechts aan één zijde grond moet voor de toeslag aan de bodemzijde de helft van de waarden gebruikt worden uit voorgenoemd Rijkswaterstaat-rapport. Voor de andere zijde (lucht/water) moet de overeenkomstige waarde uit Eurocode 3, deel 5 / CUR166 2012 gebruikt worden. De in het rapport van Rijkswaterstaat genoemde corrosiematen zijn niet van toepassing voor stalen wanden die in een meer agressief bodem- en grondwatermilieu geplaatst worden, bijvoorbeeld aan de buitenzijde van de waterkering waar verontreinigde specie of slib aanwezig zou kunnen zijn.

Conform het rapport van Rijkswaterstaat is het bij nieuwe damwanden in de waterkering in principe niet noodzakelijk testplanken te slaan. Bij combiwanden, waarin verschillende metalen en legeringen worden gecombineerd, kunnen zich in de loop van de tijd echter verschillen in corrosiepotentiaal ontwikkelen. Zie ook § 5.2.2 in CUR166, deel 2. Het verdient daarom aanbeveling om bij nieuwe combiwanden toch testplanken te slaan, die dan tijdens de levensduur getrokken kunnen worden voor nader onderzoek.

In uitzonderlijke situaties waarin een hoge zuurgraad ($\text{pH} < 4$) kan optreden, geldt de aanbeveling eenvoudige aanvullende maatregelen te nemen. Bijvoorbeeld het slaan van testplanken die tijdens de levensduur getrokken kunnen worden voor nader onderzoek naar optredende corrosie (Rijkswaterstaat, 2016).

5.7.4 Scheve buiging

Een specifiek met stalen damwanden verbonden probleem is ten slotte het verschijnsel 'scheve buiging'. Daarbij is sprake van afwijkingen van het normale gedrag. Deze afwijkingen kunnen leiden tot een reductie van de waarden van traagheidsmoment I en weerstandsmoment W . Voor het in rekening brengen van de invloed van scheve buiging wordt verwezen naar § 3.3.2 in CUR166. In verband met scheve buiging worden in primaire waterkeringen meestal Z-profielen toegepast. Daarom is dit rapport geschreven uitgaande van AZ-profielen. U-profielen mogen ook worden toegepast, mits de reductie in verband met scheve buiging conform CUR166 wordt meegenomen, en, in verband met de bevestiging aan de gording, een oneven aantal planken wordt toegepast.

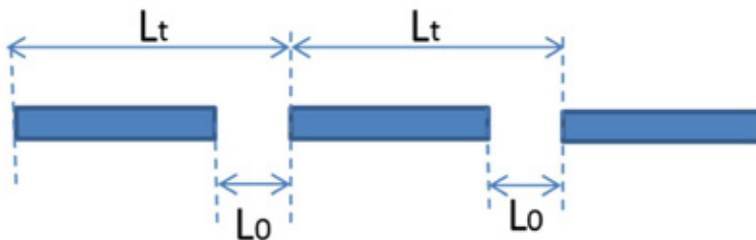
5.8 Langsconstructies met openingen

5.8.1 Openingsfactor en equivalente 2D-stijfheden

Bij openingen in een discontinue wandconstructie worden de constructieve elementen belast door een hoeveelheid grond die breder is dan de breedte van het constructieve element zelf. Zolang de openingen beperkt blijven mag in een 2D-berekening worden gewerkt met een equivalente buigstijfheid EI_{eq} en eventueel ook een equivalente normaalstijfheid EA_{eq} per strekkende meter.

De equivalente stijfheden per strekkende meter worden bepaald door het delen van de stijfheden per strekkende meter van een dichte wand met een correctiefactor f_{open} . Deze factor wordt hierna 'openingsfactor' genoemd.

$$f_{open} = \frac{L_t}{L_t - L_o} : EA_{eq} = \frac{EA}{f_{open}}, EI_{eq} = \frac{EI}{f_{open}}$$

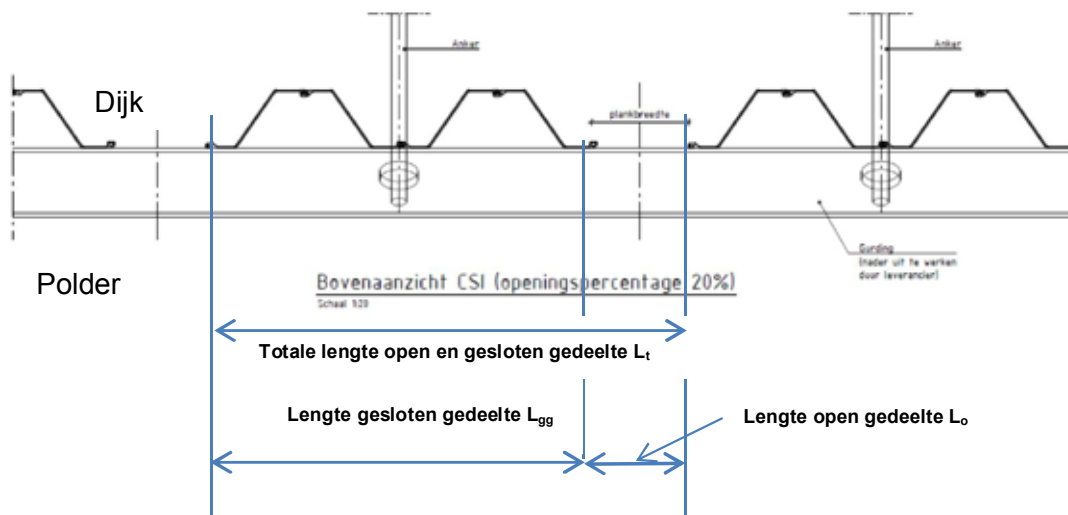


Figuur 5.4 Wand met openingen

De resulterende krachten en momenten uit 2D-analyses moeten vervolgens weer met deze factor f_{open} worden vermenigvuldigd, alvorens daaruit de spanningen te bepalen.

Bovenstaande aanpak voor het vaststellen van de equivalente stijfheden van stalen damwanden en baretwanden is alleen toegestaan bij het toepassen van de in § 4.8.3 opgelegde beperkingen aan de afmetingen van de openingen.

Bij een discontinue wand is geen correctie nodig op de ankerstijfheid (EA) en ankerkracht.



Figuur 5.5 Verankerde discontinue wand met damwandsecties en een doorgaande gording

Als voorbeeld is in Figuur 5.5 een discontinue damwand weergegeven, uitgaande van damwandsecties bestaande uit twee dubbele profielen, die los van elkaar worden geplaatst.

De openingsfactor wordt als volgt berekend:

lengte gesloten gedeelte $L_{gg} = 2,4$ m

lengte open gedeelte $L_o = 1,0$ m

totale lengte open en gesloten gedeelte $L_t = 3,4$ m

$$P = \frac{L_o}{L_t} = \frac{1,0 \text{ m}}{3,4 \text{ m}} = 0,29 \quad f_{open} = \frac{1}{1-P} = 1,41$$

In 3D-berekeningen kunnen de openingen tussen de constructieve elementen worden meegenomen in de modellering en kan de werkelijke stijfheid van de wand per strekkende meter worden ingevoerd. In dat geval is het niet nodig om achteraf de snedekrachten te corrigeren met de openingsfactor.

Bij boorpalen geldt een andere aanpak bij de vaststelling van de equivalente stijfheid. Er moet dan worden uitgegaan van de schelpfactor S zoals aangegeven in Tabel 2.2 in § 2.3.2 van CUR228, Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen (CUR, 2010a). De schelpfactor is het quotiënt van de gronddruk op de paal (met diameter D) en de in 2D berekende gronddruk op de wand. Voor de in te voeren equivalente buigstijfheid van de wand EI_{eq} geldt dan:

$$EI_{eq} = \frac{EI_{paal}}{S \cdot D}$$

Wanneer de hart-op-hartafstand tussen de palen kleiner is dan $S \cdot D$, moet de equivalente stijfheid overeenkomstig de CUR228 worden bepaald door de buigstijfheid van een enkele paal EI_{paal} te delen door de hart-op-hartafstand.

5.8.2 Discontinue damwanden

Bij discontinue damwanden worden op enige afstand van elkaar meerdere secties van damwandplanken geplaatst. Zie het voorbeeld in Figuur 5.5. De openingen die daardoor ontstaan worden doorgaans aangehouden om de geohydrologische situatie in de dijk minimaal te beïnvloeden.

De bepaling van de equivalente buig- en normaalstijfheid van discontinue damwanden is al behandeld in § 5.8.1.

Zoals aangegeven in § 4.8.3 moet de breedte van de openingen tussen de onderlinge damwandsecties worden beperkt. Om snijden te voorkomen moet een minimum aantal profielen met elkaar via het slot worden verbonden. De belasting door het stromen van grond door de openingen kan er ook toe leiden dat bij een stalen damwand de randplanken, die niet gesteund worden, gaan draaien/torderen. Dit mechanisme wordt voortaan 'torsie randplanken' genoemd. Het kan uiteindelijk leiden tot het falen van de constructief versterkte dijk.

Om rekening te houden met het verzwakkende effect van deze torsie, moet het weerstandsmoment dat wordt gebruikt bij de toetsing van de staalspanning dus worden gecorrigeerd:

$$W_{open} = \gamma_{open} \cdot W_{el;corr} = 0,9 \cdot W_{el} \quad (5.1)$$

waarbij geldt:

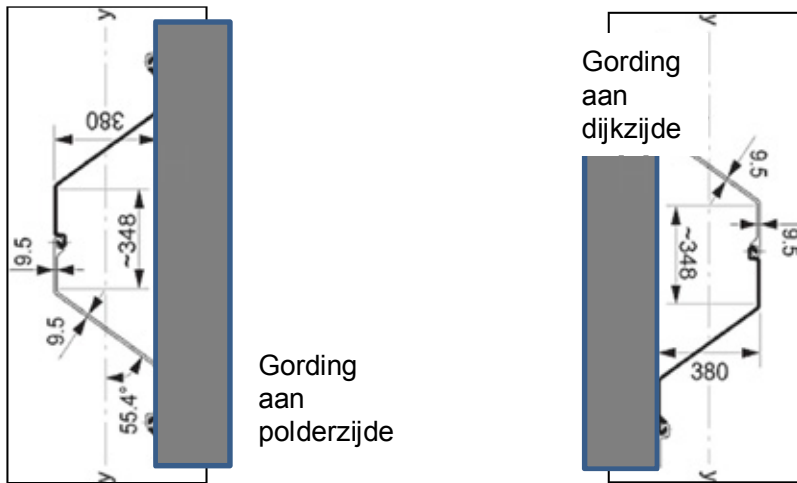
W_{open}	het gecorrigeerde weerstandsmoment voor de discontinue wand in mm^3/m
γ_{open}	correctiefactor voor de invloed van de openingen in de discontinue wand. Voor deze factor dient een factor te worden aangehouden van 0,9
$W_{el;corr}$	elastisch weerstandsmoment (geen vloeï in de uiterste vezel) van de doorsnede (gecorrigeerd voor het optreden van corrosie, zie ook § 5.7) bij volledige samenwerkende damwandplanken bij buiging om de x-as, in mm^3/m

De genoemde correctie op het elastisch weerstandsmoment geldt bij verankerde damwanden uitgaande van de positionering van doorlopende gording langs de damwandsecties zoals weergegeven in Figuur 5.5, waar de flenzen van de eindplanken op trek zullen worden belast. Zie ook Figuur 5.6 (links). De genoemde correctie geldt ook voor onverankerde discontinue damwanden uitgaande van een doorlopende gording langs de damwandsecties zoals weergegeven in Figuur 5.6 (rechts).

Hieronder worden de voorwaarden opgesomd die alle voor discontinue damwanden gelden bij de uitwerking van het constructieve ontwerp:

- Bij het realiseren van openingen in de damwanden dienen er onderlinge damwandsecties van minimaal twee dubbele profielen in het slot te worden geplaatst. De dubbele profielen moeten in de fabriek zijn geponst.
- De breedte van de openingen in de wanden dienen zodanig beperkt te worden dat er geen grond tussen de elementen door kan stromen. Hiervoor moet worden uitgegaan van een maximale breedte van 1,0 m tussen de onderlinge damwandsecties.
- Bij openingen tussen de onderlinge damwandsecties dienen de in de EEM-berekening vastgestelde snedekrachten in de damwand te worden vermenigvuldigd met de openingsfactor f_{open} , zie § 5.8.1.
- Bij het realiseren van openingen in de damwanden dient bij de toetsing van de staalspanning het weerstandsmoment met 10% te worden gecorrigeerd, conform Formule 5.1.
- Er dient een doorgaande gording te worden toegepast voor de volgens § 4.3 benodigde herverdelingsmogelijkheid in het systeem.
- De verankerde damwandsecties en de doorgaande gording moeten worden geplaatst zoals weergegeven in Figuur 5.5 en Figuur 5.6 (links), om de verbinding tussen de damwand en de gording te belasten op druk in plaats van trek. De uiteinden van de flenzen direct naast de openingen dienen vormvast aan de doorlopende gording te worden vastgemaakt.
- De onverankerde damwandsecties en de doorgaande gording dienen te worden geplaatst zoals weergegeven in Figuur 5.6 (rechts). De uiteinden van de flenzen direct naast de openingen moeten vormvast aan de doorlopende gording worden vastgemaakt.
- De gordingen aan de damwanden dienen met boutverbindingen bevestigd te worden, en niet door middel van lassen. De reden hiervoor is dat de damwanden in de praktijk niet altijd strak in één lijn liggen.
- Eventuele ankeruitval moet overal worden ondervangen. Hiervoor dienen de afzonderlijke gordingsecties constructief aan elkaar te worden verbonden. Zo wordt overal de herverdelingscapaciteit geleverd die nodig is in die situatie.

Bij een korte damwand wordt geen langsgording aangebracht. Bij deze constructie gelden dan ook andere belastingeffect-factoren. Bij openingen in de korte damwand gelden de bovenstaande correcties en plaatsingsrestricties. De damwanden dienen in dit geval te worden geplaatst zoals weergegeven in de rechter afbeelding in Figuur 5.6.



Figuur 5.6 Positie flens met trekspanning van de damwand en gording bij verankerde wand (links) en onverankerde wand (rechts); (Concretio, 2017)

De flenzen van de damwand moeten direct naast de openingen op trek worden belast. Om dat te bereiken moeten trekflenzen in de openingen van een onverankerde damwand gepositioneerd worden aan de dijkzijde. Trekflenzen in de openingen van een verankerde damwand moeten aan de polderzijde komen. Zie ook Figuur 5.5 en Figuur 5.6.

Bovendien is het bij U-profielen noodzakelijk om een oneven aantal planken toe te passen, om de buitenste flenzen goed aan de gording te kunnen bevestigen. Er moeten minimaal twee dubbele en één enkele plank geplaatst worden.

Het realiseren van openingen in de doorlopende wand in combinatie met het restprofiel is alleen acceptabel bij een beperkt overslagdebiet, zie ook § 4.8.7.

Het is niet toegestaan om in een doorlopende constructie bij zanddijken in combinatie met een restprofiel, openingen te realiseren. De grond in de openingen kan namelijk gemakkelijk uitspoelen tussen de planken. Dit geldt ook bij het toepassen van losstaande elementen in de dijk.

Bij buitenwaartse stabiliteit geldt dat een niet-kritische instabiliteit alleen is toegestaan bij doorgaande wanden.

5.9 Verankering

Het toepassen van een verankering bij een binnendijkse constructie is alleen verantwoord als de buitenwaartse macrostabiliteit voldoende verzekerd is. Omgekeerd moet bij een buitendijkse constructie de binnenwaartse macrostabiliteit voldoende verzekerd zijn. Het anker moet namelijk ruim buiten het kritische bezwijkvlak liggen om te voorkomen dat de verankering kan breken bij een afschuiving in buitenwaartse dan wel binnenwaartse richting. Het toepassen van een verankering bij een zelfstandige kering ligt dus niet voor de hand.

De corrosietoeslag die voor damwanden is vastgesteld in § 5.1 van het al genoemde Rijkswaterstaatsrapport (Rijkswaterstaat, 2015) mag niet worden toegepast voor trekankers in een dijk. Bij ankers kan naast algemene corrosie namelijk ook sprake zijn van putcorrosie, spanningscorrosie en andere vormen van corrosie. In tegenstelling tot bij damwanden bestaat er bij gecorrodeerde ankers geen mogelijkheid

tot herverdeling van spanningen om zwakke plekken heen. De corrosiesnelheid is, net als bij damwandstaal, aanzienlijk hoger in agressieve omgevingen zoals veen en verontreinigde grond. De beïnvloeding van corrosie bij trekankers vraagt dus een andere benadering. Voor definitief functionerende ankers (dit is meestal het geval bij het toepassen van trekankers in de dijk) moet een dubbele corrosiebescherming over de gehele lengte worden aangebracht. Hiervoor wordt verwezen naar § 5.5 in deel 2 van CUR166. Het wordt afgeraden om als corrosiewerende maatregel coatings aan te brengen op de ankers, omdat deze beschadigd kunnen raken tijdens de installatie van de ankers.

Bij dikwandige ankerbuizen en ankerstangen mag van een dubbele corrosiebescherming worden afgeweken bij een vloeispanning lager dan 600 N/mm². Er moet dan rekening worden gehouden met een verminderde materiaaldikte van het ankerstaal door corrosie. Vanuit de NEN wordt een nieuwe Nederlandse Praktijkrichtlijn voor corrosie van ankersystemen verwacht, die anno 2020 echter nog niet beschikbaar is. Zodra beschikbaar, zal deze nieuwe richtlijn ook van toepassing zijn voor verankeringen van stabiliteitverhogende langsconstructies. Tot dat moment moet voornog een corrosietoeslag van 0,06 mm per jaar (rondom) in rekening worden gebracht. Dat wil zeggen: een toeslag van 0,12 mm per jaar in diameter. Dit betekent dat een corrosietoeslag van 3,0 mm moet worden aangehouden bij een levensduur van 50 jaar. Deze toeslag leidt tot een toename van 6 mm in diameter voor een levensduur van 50 jaar. Bij een levensduur van 100 jaar dient de corrosietoeslag te worden verdubbeld.

Bij het toepassen van een dubbele corrosiebescherming dient er bij hoogwaardig staal, gelet op de gevoeligheid voor het optreden van lokale (spannings)corrosie, speciaal aandacht te worden besteed aan de afwerking van de corrosiebescherming bij de ankerkop.

Aangezien bij ankers putcorrosie meestal maatgevend is, hoeft de rekstijfheid van het anker (EA) in de EEM-analyse niet te worden gecorrigeerd. De correctie op de invloed van corrosie vindt wel pas plaats bij de toetsing van de rekenwaarde van de materiaalsterkte in de ankerstaaf conform § 11.9.3.

De sterkte- en stijfheidseigenschappen van de doorlopende gording en andere stalen onderdelen zoals de ankerstoel, moeren en bouten, zijn niet van belang voor de 2D-EEM-analyse. Bij het ontwerpen van deze onderdelen dient wel rekening te worden gehouden met het optreden van corrosie, zoals voorgescreven in voorgenoemd Rijkswaterstaat-rapport (Rijkswaterstaat, 2015).

Een dubbele corrosiebescherming zal leiden tot een grotere diameter bij het vaststellen van de toename van de ankerkracht als gevolg van zettingen door ophoging of door autonome bodemdaling. Zie ook Bijlage B.1. Dit geldt ook bij het grouten langs de ankerstaaf.

5.10 Betonconstructies

5.10.1 Algemeen

De aanpak voor het vinden van rekenwaarden voor de snedekrachten bij betonconstructies verschilt enigszins van die bij stalen damwanden. Ook de controle op constructieve sterkte is anders. De volgende punten zijn van belang om voor betonnen constructies te komen tot rekenwaarden van de snedekrachten en toetsing van de rekenwaardes aan grenzen binnen de door de Waterwet vereiste veiligheidsniveaus.

- De stijfheid van een betonnen wand (of paal) is een functie van de mate waarin de wand belast wordt. Naarmate gewapend beton dichter bij bezwijken komt, neemt de stijfheid af door scheurvorming en daarmee ook de mate waarin krachten worden aangetrokken. Dit is geen lineaire relatie, terwijl dit bij staal (tot aan vloeien) wel het geval is.

- Bij betonnen constructies is de combinatie van een lage normaalkracht en hoge momenten en dwarskrachten maatgevend, vanwege scheurvorming. Bij staal is het juist de som van hoge normaalkrachten en momenten maatgevend vanwege de maximaal toelaatbare spanning.
- De invloed van veroudering, kruip en de duur van de belasting op de stijfheid van beton, moet worden meegenomen.
- Om de kwaliteit van de betonconstructie voor 100 jaar te kunnen garanderen, mag de scheurwijdte aan de buitenzijde van het beton niet te groot worden in relatie tot de toegepaste dekking op hoofdwapening en beugels. Dit betreft dus een toets op duurzaamheid bij betonconstructies. De scheurwijdte toets dient te worden uitgevoerd conform Eurocode 2 (NEN, 2016). De scheurwijdte toets moet worden gebaseerd op de krachten en momenten die in de eindige-elementenberekening worden afgelezen tijdens de controle op vervorming door hoogwaterbelasting, zonder het toepassen van belastingeffect-factoren.
- Bij het toetsen van de snedekrachten in betonnen constructies moeten verder de partiële materiaalfactoren op beton en wapeningsstaal worden toegepast conform de Eurocode en de CUR-aanbeveling 076 met rekenregels voor diepwanden (CUR, 2018).

Voor verdere aanwijzingen voor het ontwerpen van betonconstructies wordt verwezen naar de Eurocode 2 (NEN, 2016).

5.10.2 Belastingen

Bij het ontwerpen van betonconstructies speelt naast het moment en de normaalkracht ook de dwarskracht een rol. Deze vormt de afgeleide van het moment in de buigrichting. Op grond hiervan dient voor het bepalen van de rekenwaarde van de dwarskracht dezelfde aanpak gehanteerd te worden als voor het bepalen van de rekenwaarde van het moment.

Voor betonnen palen of diepwanden zijn andere combinaties van snedekrachten maatgevend dan voor bijvoorbeeld stalen damwanden. Zo is bij verankerde constructies een grotere normaalkracht juist gunstig voor de toetsing op buigende momenten. Dit betekent dat de rekenfase met het grootste buigende moment niet per definitie maatgevend hoeft te zijn. Een voorafgaande rekenfase met een lager moment in combinatie met een veel lagere normaalkracht zou maatgevend kunnen zijn. Als de extreme belastingscombinatie op $t=0$ jaar optreedt, is er geen negatieve kleeft en ook nog geen additionele ankerkracht door zakkende grond en dus een kleinere normaalkracht in de wand. Het buigend moment zal dan waarschijnlijk ook lager zijn, maar op voorhand kan niet worden uitgesloten dat deze fase niet maatgevend is voor de verankerde betonnen constructie. Dit omdat de gunstig werkende normaalkracht lager is.

Er is daarom een onderscheid nodig tussen de beginsituatie ($t=0$ jaar) en de eindsituatie ($t=100$ jaar). Op grond van bovenstaande punten kunnen er twee situaties maatgevend zijn voor het ontwerp van betonnen constructies:

- a) extreme belastingscombinatie op $t=0$ zonder zakkende grond en negatieve kleeft;
- b) extreme belastingscombinatie op $t=100$ met hogere momenten, inclusief effect van zakkende grond en negatieve kleeft.

Daarnaast betekent het bovenstaande ook dat bij het bepalen van de rekenwaarden van de snedekrachten de maatgevende combinatie van buigend moment en normaalkracht vastgesteld moet worden. Maatgevend bij beton is de combinatie van hoge rekenwaarde van het moment en lage rekenwaarde van de normaalkracht.

Bij het bepalen van de lage rekenwaarde van de normaalkracht is het goed te bedenken dat dit tweeledig uitpakt:

- ondergrens van normaalkrachten, zoals bijvoorbeeld de laagste waarde van de negatieve kleeft in plaats van de hoogste (zoals voor draagkrachtberekeningen gebruikelijk is);
- belastingeffect-factor kleiner dan 1,0 hanteren.

Bij de schematisering van de situatie $t=0$ kan ter vereenvoudiging de geometrie bij $t=100$ jaar worden gebruikt, echter zonder daarbij wandbelasting door negatieve kleeft in rekening te brengen.

5.10.3 Sterkte

Toetsing van de sterkte van de gewapende betondoorsnede bij de rekenwaarden voor krachten en momenten dient plaats te vinden conform Eurocode 2: Design of concrete structures EN1992-1-1 (NEN, 2016).

5.10.4 Buigstijfheid

In tegenstelling tot een stalen wand moet bij de eindige-elementenmodellering van een (doorgaans gewapende) betonwand rekening worden gehouden met de invloed van scheurvorming op de relatie tussen moment M , normaalkracht N en kromming κ . De modelleringsmogelijkheden die *PLAXIS* daarvoor anno 2018 biedt, staan in § 8.3.2 van de PPE.

Het in rekening brengen van een krommingsafhankelijke stijfheid (verlaagde stijfheid ten gevolge van scheuren van het beton, waarna in de gescheurde zone alleen nog het wapeningsstaal bijdraagt) kan handmatig gebeuren, door de wand in verschillende zones onder te verdelen en per zone te kijken wat het moment is en hierop de stijfheid (gescheurd of ongescheurd) op aan te passen en vervolgens iteratief opnieuw door te rekenen. Bij deze aanpak dient al in een vroeg stadium van het ontwerp een constructeur te worden betrokken.

Een meer geautomatiseerde manier om met de krommingsafhankelijke stijfheid om te gaan, is het in *PLAXIS* het invoeren van een $M-N-\kappa$ diagram, dat kan worden bepaald voor een bepaalde betondoorsnede met een bepaalde wapeningsconfiguratie. Dit kan in *PLAXIS* alleen wanneer de betonconstructie gemodelleerd wordt als een plaalement. Specifiek voor onverankerde constructies is dat er geen of een kleine normaalkracht aanwezig is, zodat het $M-N-\kappa$ diagram kan worden toegepast voor $N=0$.

Overeenkomst § 5.8.1 is het toelaatbaar bij een 2D-analyse van betonconstructies met niet-aaneengesloten delen (palen, barettes) rekening te houden met een equivalente gereduceerde stijfheid.

5.10.5 Scheurwijdtoets

Om de kwaliteit van de wapening voor 100 jaar te kunnen garanderen, mag de scheurwijdte aan de buitenzijde niet te groot worden in relatie tot de toegepaste dekking op de hoofdwapening en beugels. Het betreft dus een toets op duurzaamheid. Er hoeft niet met corrosie van wapeningsstaal gerekend te worden, vanwege het sterk basische milieu.

Conform hoofdstuk 4 dient een vervormingstoets te worden uitgevoerd bij extreme hydraulische belasting en karakteristieke grondsterkte. De in deze berekening vastgestelde snedekrachten dienen ook te worden gebruikt voor het uitvoeren van de scheurwijdtoets, zonder toepassing van verdere belasting-effect-factoren. Dit betreft voor verankerde constructies zowel situatie a ($t=0$ jaar) als situatie b ($t=100$ jaar), zoals hiervoor beschreven.

Berekening van de scheurwijdte moet gebeuren op basis van de NEN-EN 1992-1-1 artikel 7.3.4. Daarnaast is er ook nog een vereenvoudigde toetsmethode toegestaan volgens artikel 7.3.3 in dezelfde norm. De toegelaten scheurwijdte wordt bepaald door de milieuklasse en er dient onder andere rekening te worden gehouden met de aanwezigheid van agressieve grondlagen zoals veen en met vorstgevoelige zones. De toegelaten scheurwijdte mag volgens NEN-EN 1992-1-1+C2/NB (2011, § 7.3.1) verhoogd worden met de verhoudingsfactor k_x tussen de toegepaste betondekking $c_{toegepast}$ en de nominale betondekking c_{nom} (factor):

$$k_x = \frac{c_{toegepast}}{c_{nom}} \leq 2$$

5.11 Standaardbelastingen

5.11.1 Hydraulische belastingen

Deze paragraaf gaat kort in op de extreme hydraulische belastingscombinaties die van toepassing zijn bij het beschouwen van de macrostabiliteit van een dijk. Bij het ontwerpen van een langsconstructie in een dijk wordt in principe uitgegaan van dezelfde hydraulische belastingscondities als bij het ontwerpen van een groene dijk. Er wordt onderscheid gemaakt tussen binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit. Algemeen gesteld, zijn bij waterkeringen de belastingen vanuit water dominant ten opzichte van de andere belastingen.

Conform het WBI2017 moet beoordeeld worden op overstromingskansen in plaats van op de overschrijdingskans. Voor het berekenen van overstromingskansen is het belangrijk te weten welke hydraulische belastingen in termen van waterstanden en golfparameters als hoogte, periode en richting, in de beoordeling meegenomen moeten worden. Dit geldt ook bij een ontwerp van een dijk met een langsconstructie. Voor de vaststelling van de hydraulische belasting (Waterstand Bij Norm, WBN) die voor een ontwerp van een langsconstructie van toepassing is, wordt verwezen naar hoofdstuk 2 in OI2014v4. Dit hoofdstuk bevat nadere uitleg over hoe de hydraulische belastingen kunnen worden vastgesteld.

Normaliter staan bij het ontwerpen en beoordelen van waterkeringen de volgende belastingsituaties centraal.

- extreem hoogwater (WBN)
- val na WBN
- extreem laag water
- extreme neerslag
- ophogingswerkzaamheden in uitvoeringsfase
- rivierloopveranderingen, veranderingen in het achterland (polderpeil, zandwinning)

Voor binnenwaartse stabiliteit is het binnen het ontwerp gebruikelijk om naast de hydraulische belastingsituatie bij WBN ook de stabiliteit bij extreme neerslag te beschouwen. Een beschouwing van de combinatie van deze extreme ontwerpbelastingen is niet vereist. Er wordt dus van uitgegaan dat het optreden van het WBN en het tijdstip van extreme neerslag niet samenvallen. Voor de schematisering van de waterspanningen bij extreme neerslag wordt verwezen naar het TRWD.

Bij beoordeling van buitenwaartse macrostabiliteit moet met andere belastingscondities rekening worden gehouden dan bij de beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit. Voor de stabiliteit van het buitentalud is een ongunstige combinatie van hoge grondwaterstand in de dijk na een snelle daling

van de buitenwaterstand en/of de situatie bij extreme neerslag bepalend. Conform de SHM en Tabel 6.1 uit het TROB, moeten bij de beoordeling van de buitenwaartse macrostabieleit (kerend naar buiten) de volgende drie belastingsituaties worden beschouwd.

- buitenwaterstand na snelle val + verhoogde freatische lijn bij WBN;
- buitenwaterstand GLW + verhoogde freatische lijn als gevolg van extreme neerslag. De GLW is de gemiddelde laagwaterstand;
- buitenwaterstand $LW_{1/10 \text{ jaar}}$ + normale freatische lijn in de dijk. De $LW_{1/10 \text{ jaar}}$ is de laagwaterstand die eens per 10 jaar wordt onderschreden.

In dijkversterkingsprojecten worden bovengenoemde combinaties meestal voor het benedenrivierengebied aangehouden, overeenkomstig § 2.4.4 van het TRWD. In bijlage b4.9 van het TRWD wordt de schematisering van de waterspanningen bij een val na hoog water behandeld. Opgemerkt wordt dat er op moment van opstellen van de PPL geen eenduidige aanpak beschikbaar was voor de schematisering van waterspanningen bij het beschouwen van de buitenwaartse macrostabieleit. Toepassing van bijlage b4.9 van het TRWD kan leiden tot een vrij conservatieve schematisering van de waterspanningen. De schematisering van de waterspanningen bij buitenwaartse stabiliteit blijft daardoor een aandachtspunt voor de beheerder bij het opstellen van de uitgangspunten en randvoorwaarden voor de specifieke langsconstructies; zie ook Bijlage D.

Conform § 4.6.4 van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies – Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkades (TAW, 2001) geldt voor de buitenwaartse stabiliteit ook het volgende.

- Bovenrivierengebied: voor de dijken in het bovenrivierengebied kan worden gesteld dat deze situatie optreedt bij vallend water en een na-ijlend waterspanningsbeeld in de dijk. Hiervoor kan worden uitgegaan van een situatie na een val van 10 dagen.
- Bij zee- en meerdijken kan worden uitgegaan van een val naar een niveau van GLW, respectievelijk streefpeil van het meer, over een periode van de halve stormduur ($1/2 t_s$) zoals aangegeven in de Leidraad Zee- en meerdijken (TAW, 1999). De stormduur t_s varieert tussen 35 en 45 uur.

5.11.2 Grondophoging

Grondophoging in en rondom de constructief versterkte dijk kan extra krachten en momenten in de al aanwezige constructie veroorzaken. De tijdelijke wateroverspanningen door deze grondophoging zijn daarop van invloed. In voorkomende gevallen moet met deze belastingeffecten rekening worden gehouden door de bouwfase op te nemen in de rekenfasering.

De grootte van de grondbelasting die aan weerszijden van de constructie in rekening moet worden gebracht, is afhankelijk van de geometrie van de constructie, het volumegewicht van de in het grondlichaam aanwezige materialen (zand, klei, veen en wegverharding) en het geohydrologisch profiel.

De wateroverspanningen die ná oplevering nog aanwezig zijn, dienen te worden beschouwd in combinatie met een extreme hoogwaterstand. Deze wateroverspanningen stromen binnen een (ten opzichte van de levensduur van de constructie) relatief korte periode af. Ze vormen over het algemeen geen gevaar voor de veiligheid tegen overstromen, omdat er bij oplevering van de dijk bijvoorbeeld nog geen corrosie en/of autonome bodemdaling heeft plaatsgevonden.

Grondophogingen kunnen daarnaast leiden tot zettingen in de ondergrond, met als gevolg een extra belasting op de constructie. De toename van de ankerkracht door de belasting van de zakkende grond op de ankerstangen veroorzaakt dit. Dit effect dient te worden meegenomen in het ontwerp, zie Bijlage B.1.

5.11.3 Wegverkeer

5.11.3.1 Bij extreme hydraulische belasting

Bij zowel gronddijken als constructief versterkte dijken zijn verkeersbelastingen in principe alleen relevant voor zover ze onder extreme condities aanwezig kunnen zijn. Het WBI2017 schrijft, in tegenstelling tot in het verleden, voor de stabiliteitscontrole niet dwingend een verkeersbelasting voor. Dit besluit is genomen om het stapelen van extreem hoge belastingen te vermijden. Onder die omstandigheden zal (de piek van) het hoogwater dus theoretisch moeten worden afgewacht voordat de waterkering weer toegankelijk is voor rijdend materieel ten behoeve van beheersmaatregelen en/of evacuaties, of voor tijdelijke opslag van materialen. Dit dient wel in de protocollen te worden opgenomen.

Tenzij contractueel anders is voorgeschreven, wordt in deze PPL voor de stabiliteitscontrole en voor de controle van constructieve sterkte wel een verkeersbelasting voorgeschreven. Zie § 4.8.1 en § 4.8.5. De motivatie daarvoor is dat de waterkering onder extreme (hoogwater)condities toegankelijk moet zijn voor rijdend materieel ten behoeve van beheersmaatregelen en herstel. Ook moet rekening worden gehouden met bovenbelastingen als gevolg van de (tijdelijke) opslag van materialen, en met evacuatie. Daarnaast wordt bij het ontwerpen van stabiliteitverhogende langsconstructies geaccepteerd dat een deel van de dijk kan afschuiven. Het ligt daarom voor de hand dat tijdens maatgevende omstandigheden zwaar verkeer op de dijk aanwezig zal zijn.

Of de verkeersbelasting ook moet worden meegenomen bij de vervormingscontrole moet worden beoordeeld van geval tot geval. Meenemen ligt voor de hand wanneer een restprofiel optreedt en/of wanneer het zware verkeer onder hoogwateromstandigheden langdurig stilstaand aanwezig kan zijn op niet gebruikelijke plaatsen. Controle 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 controle nodig is, moet worden gerekend met dezelfde verkeersbelasting als voor stabiliteitscontrole.

Het meenemen van een verkeersbelasting in een constructief ontwerp kan veel meer invloed hebben dan bij een groene dijk, zeker waar het toelaatbaar wordt geacht dat delen van de waterkering bezwijken. Zie ook de beschrijving van een methode voor het ontstaan van niet-kritieke glijvlakken (restprofiel) in § 4.8.7.

5.11.3.2 Tijdens realisatie

Tijdens het realiseren van een langsconstructie in een dijkversterkingsproject wordt mogelijk gebruikge maakt van zwaar materieel op de dijk. Het gewicht van dit materieel kan een negatieve invloed hebben op de stabiliteit van de bestaande dijk. Zie verder § 7.2.

5.11.4 Scheepvaartverkeer (aanvaring, troskrachten, scheepsgolven)

In het TROB wordt gesteld dat er in het benedenrivierengebied in stormsituaties de grootste kans op aanvaringen is, wanneer een schip stuurloos of op drift raakt en de waterkering kan treffen. Indien van toepassing, moet met belastingen als gevolg van scheepsaanvaringen, aanvaringen met drijvende voorwerpen of troskrachten (van voor anker liggende schepen of een veerpont die langs een kabel van de ene naar de andere oever wordt getrokken) rekening worden gehouden. In het bovenrivierengebied is de stormsituatie minder maatgevend. Op rivieren wordt bij zeer hoge waterstand de scheepvaart stilgelegd.

De dijkbeheerder dient de grootte van de aanvaarbeasting en de van toepassing zijnde beastingfactor voor te schrijven. Deze kunnen ook aan andere TAW/ENW-leidraden en -richtlijnen worden ontleend. Andere scheepvaart-gerelateerde beastingen, zoals bolderkrachten, zijn onder extreme condities meest-al afwezig.

Verder kan er sprake zijn van scheepsgolven. Die zijn relatief kortdurend en leveren tijdens een hoogwater naar verwachting ook geen maatgevende beastingen op. Bovendien vindt er onder maatgevende omstandigheden geen of zeer beperkt scheepvaart plaats.

5.12 Bijzondere beastingen

5.12.1 Ijsbeasting

Indien van toepassing, moet rekening worden gehouden met beastingen door ijs op de waterkering. Op rivieren kan ijsvorming leiden tot beïnvloeding van de rivierwaterstand, omdat de ijsvorming het afvoerdebit belemmert. Ijsslagen geven een beperkte verhoging van de waterstand door de verhoging van de stromingsweerstand. Ijsdammen kunnen het doorstroomprofiel voor een groot deel afsluiten. Daardoor is als gevolg van opstuwing bovenstrooms verhoging van de waterstand mogelijk. Dit kan leiden tot overloop van de oevers. Wanneer ijsvorming optreedt in combinatie met hoge waterstanden of zware golfaanval, kan de dijkbekleding beschadigen. Hierdoor kan het grondlichaam eroderen en de dijk bezwijken.

Het TROB stelt dat in Nederland geen regelgeving bestaat voor de manier waarop bij het ontwerpen en toetsen van constructies rekening moet worden gehouden met ijsbeasting. In een publicatie van de TU Dresden zijn de door ijs geïnduceerde beastingen beschreven, zie TU Dresden, 2008. Zie verder ook CUR166 (CUR, 2012b).

5.12.2 Aardbevingsbeasting

Aardbevingen zorgen voor dynamische beastingen op de waterkering en kunnen wateroverspanningen creëren.

Dit kan de volgende (in)directe faalmechanismen tot gevolg hebben.

- zettingsvloeiingen (voorland)
- verweking van diepe zandlagen (squeezing, verdichting)
- macrostabieleit (binnen- en buitenwaarts)

Het TROB stelt dat het niet nodig is om bij de stabiliteitstoetsing rekening te houden met aardbevingen. De belangrijkste reden hiervoor is dat aardbevingen en extreem hoog water twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn en dat de bijdrage aan de faalkans van de waterkering daarom geheel te verwaarlozen is. Inmiddels is het inzicht veranderd: in het invloedsgedied van gaswinning en in gebieden met natuurlijke aardbevingen (Zuidoost-Nederland) moet wel met aardbevingsbeastingen rekening worden gehouden, door middel van specialistische numerieke analyses. De maximaal toelaatbare faalkans kan daarbij in eerste instantie gelijk worden gesteld aan die voor buitenwaartse stabiliteit.

5.12.3 Windbeasting

In het zeldzame geval dat windbeasting relevant wordt geacht voor de toetsing, wordt voor de bepaling van de windbeasting op bomen in § 8.1 van de TROB verwezen naar de Handleiding voor beplanting op en nabij primaire waterkeringen (STOWA, 2001).

5.12.4 **Temperatuurbelasting**

Temperatuurbelastingen hoeven niet te worden beschouwd, omdat onder extreme condities er geen extreme temperaturen (zowel hoog als laag) te verwachten zijn. Voor zover bekend, hoeft droogte bij primaire waterkeringen niet als bijzondere belasting te worden beschouwd. Bij regionale veendijken is dit wel het geval.

5.12.5 **Overige (veranderlijke) belastingen**

Voor overige (veranderlijke) belastingen, zoals explosies, seismisch bodemonderzoek en proefheiningen of drijvend vuil, wordt ook verwezen naar de TROB.



6 Aanwijzingen voor eindige-elementtoepassing

6.1 Inleiding

Bij het ontwerpen of beoordelen van stabiliteitverhogende langsconstructies in dijken zijn voor het controleren van de stabiliteit, spanningen, krachten, momenten en vervormingen eindige-elementenberekeningen nodig. Anno 2020 is daarvoor in de geotechnische praktijk het gebruik van de software *PLAXIS* gangbaar.

De PPE bevat beknopte aanwijzingen en uitgewerkte voorbeelden van het toepassen van *PLAXIS* voor de 2D-analyse van met langsconstructies of vernageling versterkte dijken. § 6.2 bevat een korte samenvatting van de PPE-inhoud. In deze PPL volgen in § 6.3 enkele aanvullende aanwijzingen specifiek voor 3D-analyses. Specifieke aanwijzingen voor afzonderlijke constructietypen zijn te vinden in de hoofdstukken 11 tot en met 19.

6.2 Samenvatting POVM-publicatie Eindige-elementenmethode

Hoofdstuk 3 van de POVM-publicatie Eindige-elementenmethode (PPE) geeft voorschriften voor het met *PLAXIS* uitvoeren van controles op stabiliteit, spanningen, krachten, momenten en vervormingen. Hierbij zijn de mogelijkheden en beperkingen van de EEM in het algemeen en van de *PLAXIS*-software in het bijzonder, in acht genomen. Deze paragraaf geeft daarom vooral aan in welke PPE-paragrafen welke aanwijzingen te vinden zijn.

De in de PPE gegeven aanwijzingen hebben betrekking op de volgende onderwerpen.

- de toe te passen constitutieve modellen voor grond (PPE § 3.2);
- de parameterbepaling voor deze constitutieve modellen (PPE § 3.3 en Bijlage C);
- de twee mogelijke rekenschema's waartussen de ontwerper vrij kan kiezen bij het in rekening brengen van de partiële factoren op de grondsterkte. Zie § 3.4.2 van de PPE. Deze schema's zijn overeenkomstig de schema's die de CUR166 onderscheidt voor een damwandontwerp. In Rekenschema B vindt het aanbrengen van de partiële factoren volledig plaats na het aanbrengen van de constructie. In Rekenschema A wordt de reductie van grondsterkte (ten behoeve van de controle op constructieve sterkte en stabiliteit) al zo veel mogelijk (dat wil zeggen: voor zover de stabiliteit dit toelaat) toegepast voordat de constructie wordt geïnstalleerd; het resterende deel volgt daarna. In de praktijk wordt doorgaans voor Rekenschema B gekozen. Rekenschema A kan soms leiden tot enigszins lagere krachten en momenten, maar de toepassing ervan is bewerkelijker. Bovendien is Rekenschema A niet geschikt voor het als tussenstap direct ook controleren op vervormingen.
- de rekenstappen die binnen *PLAXIS* moeten worden toegepast, voor zover relevant voor het beschouwde constructie-type:
 - **Stap 1 t/m 4a:** van het modelleren van de geschiedenis vanaf de oorspronkelijke toestand zonder constructie bij dagelijkse omstandigheden in stap 1 tot en met het aanbrengen van de hoogwaterbelasting in stap 4a. Zie § 3.4.1 t/m § 3.4.7 van de PPE. Na het aanbrengen van de constructie in stap 2 wordt in stap 3 indien nodig negatieve kleef in rekening gebracht, evenals de toename van de ankerkracht als gevolg van zakkende grond. Het effect van inklinking van slappe lagen en het effect van eventuele voorafgaande of tussentijdse ophoging(en) op de geometrie moet handmatig in de startgeometrie voor stap 1 worden verwerkt. Gedurende al deze rekenfasen moet voor alle grond een gedraineerde sterkte worden gemodelleerd.

- **Stap 4b:** het bij karakteristieke grondsterkte en bij extreme hydraulische belasting en eventuele verkeersbelasting bepalen van:
 - (a) de vervormingen door hoogwaterbelasting voor de vervormingscontrole;
 - (b) de krachten en momenten in betonconstructies voor de scheurwijdte controle;
 - (c) de ankerkracht voor de controle op ankeruitval.
- **Stap 5:** het bij extreme hydraulische belasting en eventuele verkeersbelasting bepalen van de krachten en momenten voor de constructieve toets. Deze krachswerking wordt bepaald met toepassing van de schadefactor en de modelfactor op de karakteristieke grondsterkte.
- **Stap 6:** het bij extreme hydraulische belasting en eventuele verkeersbelasting controleren op geotechnische stabiliteit. Deze controles worden uitgevoerd met toepassing van de schadefactor, de modelfactor en de geotechnische schematiseringsfactor op de karakteristieke grondsterkte.

Tijdens stap 4b t/m 6 moet voor de cohesieve grond onder de freatische lijn een ongedraineerde sterkte worden gemodelleerd.

Een bovengrens voor de ankerkracht en de normaalkracht wordt gevonden door een bovengrens voor de puntweerstand en uittrekkraft te veronderstellen, en een stijve puntveer tot aan het bereiken van laatstgenoemde bovengrenswaarden. Op grond van de uitgevoerde consequentieanalyse (POVM, 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. Bij stap 4b (vervormingen) en bij stap 6 (geotechnische stabiliteit) moeten de maatgevende verplaatsingen echter worden bepaald door de hoge puntweerstand in die rekenstap te verwijderen.

Bij betonwanden en soilmix-blokken leidt een lagere normaalkracht vanwege mogelijke scheurvorming tot een lager opneembaar moment. Een ondergrens voor de normaalkracht wordt gevonden door rekenstap 3 over te slaan (geen negatieve kleef en toename ankerkracht door zakkende grond) en door verder geen puntweerstand in rekening te brengen.

Wanneer het oorspronkelijke talud achter de langsconstructie na stap 2 instabiel wordt, moet vanaf de stap waarin instabiliteit optreedt met een geschematiseerd restprofiel worden gerekend. Zie § 4.8.7 van deze PPL en § 3.5.6 van de PPE.

De toe te passen rekenstappen en partiële factoren worden in de PPE gevisualiseerd in stroomdiagrammen voor de volgende twee gevallen: (1) vergelijking met glijvlakberekeningen voor een groene dijk (PPE, § 5.5.4.1) en (2) analyse van verankerde damwanden (PPE, § 3.7). In het laatste geval wordt in de PPE zowel een diagram gegeven voor Rekenschema A als voor Rekenschema B. Rekenschema's voor andere uitvoeringstechnieken zijn hieruit af te leiden.

- De toe te passen schematiserings- en modelleringskeuzes om bij de verschillende controles voldoende conservatieve maatgevende waarden te vinden. Zie § 3.5 van de PPE.
- De toe te passen keuzes, methoden en instellingen om voldoende nauwkeurige en convergerende numerieke resultaten te vinden (PPE, § 3.6). Hiertoe behoort ook een controle op de benodigde fijnheid van het elementennet.

Verder bevat de PPE ook complete rekenvoorbeelden. Daarin wordt toepassing van de aanwijzingen praktisch geïllustreerd voor de volgende gevallen.

- de vooraf vereiste vergelijking tussen een glijvlakberekening en een eindige-elementenberekening voor een groene dijk (PPE, hoofdstuk 5);
- het ontwerp van een verankerde damwand (PPE, hoofdstuk 6);
- het ontwerp van een onverankerde damwand (PPE, hoofdstuk 7);
- het ontwerp van een onverankerde diepwand (PPE, hoofdstuk 8);
- het ontwerp van ongewapende soilmix-blokken (PPE, hoofdstuk 9).

Van alle rekenvoorbeelden zijn de in- en uitvoerbestanden ook online beschikbaar.¹³

Bij het opzetten van de eindige-elementenschematisering en rekenfasering ligt het voor de hand om deze voorbeelden als basis te gebruiken.

6.3 Vergelijkende 3D-berekening

Bij constructieve elementen met een hart-op-hartafstand groter dan twee keer de diameter (of breedte) en waar de afstand tussen de elementen groter is dan 1 m, moet bij het ontwerpen met 2D-analyses tevens, door resultaten van 2D- en 3D-analyses te vergelijken, worden aangetoond dat sprake is van een veilige benadering. De berekeningsresultaten die moeten worden vergeleken zijn die van stabiliteit, krachten, momenten en vervormingen. De veilige benadering moet worden aangetoond bij ten minste één karakteristiek dwarsprofiel per 500 m strekkende lengte van de constructie. Als blijkt dat er bij deze karakteristieke dwarsprofielen sprake is van een veilige ontwerpbenadering bij het uitvoeren van 2D-analyses, kan worden afgezien van verdere controle door middel van 3D-analyses¹⁴.

De fijnheid van het eindige-elementennet tussen de constructieve elementen is in praktijk vaak onvoldoende om binnen een 3D-EEM-berekening zelf betrouwbaar het optreden van snijden te kunnen controleren. Daarom moet de toets op snijden op een vergelijkbare manier worden uitgevoerd als voor de 2D-analyse (§ 4.8.3). Aanwijzingen voor het uitlezen van laterale grondspanningen bij 3D EEM-modellering van dijkdeuvels worden gegeven in § 18.6.2.

De hiervoor behandelde rekenfasering van de 2D-modellering is ook van toepassing voor de 3D-analyse. Verdere aandachtspunten voor de 3D-analyse zullen worden behandeld onder de specifieke technieken.

¹³ 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 (POVM, 2018d). Deze spreadsheet maakt gebruik van de WBI-relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor. De spreadsheet is te vinden op: www.povmacrostabiliteit.nl/plaxis-rekenvoorbeelden.

¹⁴ In praktijk worden de mogelijkheden voor de in deze PPL geëiste vergelijking tussen 2D- en 3D-*PLAXIS*-analyses beperkt doordat (i) *PLAXIS* alleen in de 2D-versie de invoer van een verlopend veld voor de pre-overburden pressure (POP) ondersteunt (nodig voor de ongedraineerde sterkteberekening,) en (ii) de modellering van embedded beams in *PLAXIS 2D* en *PLAXIS 3D* verschilt voor wat betreft de grond-constructie-interactie.



7 Uitvoeringsaspecten in relatie tot het ontwerp

7.1 Inleiding

Bij langsconstructies hangen de uitvoerings- en ontwerpaspecten nauw met elkaar samen. Keuzes voor de uitvoering hebben invloed op het constructieve ontwerp en vice versa. Zo mogelijk wordt een minimale afstand aangehouden tot de belendingen en/of andere niet-waterkerende objecten in de dijk. Redenen hiervoor zijn de minimaal benodigde ruimte voor de uitvoering en de eventuele negatieve omgevingsbeïnvloeding tijdens het installeren van de constructieve onderdelen. Maar op locaties waar langsconstructies moeten worden toegepast is de werkruimte vaak beperkt en het inbrengen van constructieve elementen tot de vereiste installatiediepte kan de nodige uitvoeringsrisico's met zich mee brengen. Een afweging van de uitvoeringsrisico's is daardoor al in een vroeg stadium in de ontwerpfase op zijn plaats. De risico's verschillen per type constructie. Dit hoofdstuk behandelt op hoofdlijnen de uitvoeringsaspecten die van belang zijn bij het selecteren, ontwerpen en inbrengen van een langsconstructie. In de hoofdstukken 11 tot en met 19 komen, per type constructie, de specifieke uitvoeringsrisico's en uitvoeringsnormen aan de orde.

Een van de belangrijke aspecten bij het beschouwen van de uitvoeringsrisico's is de negatieve beïnvloeding bij het inbrengen van de constructie. Dit betreft zowel de omgevingsbeïnvloeding, als de invloed op de macrostabiliteit en de eventuele negatieve beïnvloeding op de eigenschappen van de grond. § 7.2 gaat nader in op de veiligheidseisen die bij het realiseren van een dijkversterking van toepassing zijn tijdens de bouw. Deze eisen gelden zowel voor een realisatie in grond als voor een realisatie van constructieve elementen.

Daarnaast is het belangrijk dat het definitieve ontwerp van de langsconstructie wordt vertaald naar een uitvoeringsplan. De omgeving kan lokaal bijzondere eisen stellen aan een langsconstructie; daarmee moet dan rekening worden gehouden. Dit komt nader aan de orde in § 7.3.

Door tijdens de realisatie de omgevingsbeïnvloeding te bewaken door middel van monitoring, is het mogelijk tijdig in te grijpen bij overschrijding van grenswaarden. Zo kan schade aan bebouwing, leidingen en andere niet-waterkerende objecten zoveel mogelijk worden voorkomen. Dit onderwerp zal worden behandeld in § 7.4.

§ 7.5 behandelt tot slot de benodigde verificatie van het gerealiseerde ontwerp tijdens de uitvoering.

7.2 Veiligheidseisen voor de dijk tijdens de bouwfase

Het realiseren van een dijkversterking met een constructieve maatregel in de dijk kan (tijdelijk) een negatieve invloed hebben op de binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit van de bestaande dijk. Bij het realiseren van langsconstructies wordt op de kruin van de dijk meestal zwaarder materieel toegepast dan aangehouden in de ontwerpberoeeningen van de constructie. Bij de realisatie van de constructieve elementen in de dijk kan de bestaande stabiliteit negatief worden beïnvloed door het ontstaan van wateroverspanningen in de dijk en/of door het ontstaan van meervoudige kortdurende instabiliteit als gevolg van trillingen in de ondergrond. Ook kunnen er vervormingen in zowel horizontale als verticale richting ontstaan, veroorzaakt door trillingen, grondontspanning en/of grondverdringing. Hiermee dient rekening te worden gehouden bij de realisatie van de constructieve maatregel. Onder alle omstandigheden moet worden voorkomen dat tijdens de realisatie instabiliteit van het grondlichaam van de dijk optreedt.

Voor de beoordeling van de veiligheid van de kritieke uitvoeringssituatie wordt in eerste instantie verwezen naar de Grondslagen voor hoogwaterbescherming (ENW, 2017). Daarin wordt aangegeven dat een tijdelijk sterktekort deels is op te vangen met een goede timing van de werkzaamheden, bijvoorbeeld door te zorgen dat consolidatie plaatsvindt buiten het hoogwaterseizoen. Daarnaast is een grotere overstromingskans gedurende een periode van maximaal 4 jaar acceptabel als daarmee hoge kosten te voorkomen zijn. Maar de overstromingskans mag gedurende deze periode van 4 jaar in geen enkel jaar groter zijn dan de overstromingskans direct voorafgaand aan de versterking. Met andere woorden, een achteruitgang in de stabiliteit van de bestaande dijk tijdens de realisatie is niet acceptabel.

De dijk moet zijn functie dus met voldoende veiligheid kunnen blijven vervullen tijdens en na de realisatie van een constructief element. Er mag geen verzwakking van de waterkering optreden. Anders gezegd: het waterkerend vermogen mag in beginsel niet minder worden. Voor de invulling van de minimale veiligheidseisen tijdens de realisatie van een langsconstructie wordt verwezen naar de bijlage Macrostabieleit-eisen Bouwfase en oplevering van het POVM-rapport Eisen tijdens de uitvoering dijkversterkingsprojecten ten behoeve van opstellen basisspecificaties uitvoeringscontracten (POVM, 2016). De eisen in deze bijlage zijn opgesteld voor de bouwfase van een gronddijk, maar kunnen ook worden toegepast voor de bouwfase van een langsconstructie. Overigens zullen, in vergelijking met wateroverspanningen die ontstaan bij het aanbrengen van een ophoging, eventuele wateroverspanningen die ontstaan tijdens het inbrengen van constructieve elementen betrekkelijk snel weer dissiperen. Door het aanbrengen van de constructieve elementen te faseren, kan de invloed op de macrostabieleit tijdens de realisatie worden beperkt.

Voor de stabiliteit van diepwandsleuven gelden specifieke eisen, zie hiervoor § 13.11.3.2.

7.3 Invloed tijdens inbrengen constructieve elementen

Door het inbrengen van constructieve elementen in de dijk kan schade ontstaan aan bijvoorbeeld bebouwing en leidingen in de directe omgeving. Dit geldt zowel voor het inbrengen van prefabelementen in de dijk als voor het realiseren van in de grond gemaakte constructieve elementen. Onder andere trillingen, vervormingen van grond en verdichting van zand kunnen deze schade veroorzaken. Trillingen tijdens het inbrengen van een stalen damwand kunnen bijvoorbeeld leiden tot ongewenste deformatie of mogelijke bouwschade aan belendingen. Bij het maken van diepwanden en palenwanden kan er ontspanning of opspanning van de ondergrond optreden. Dit kan invloed hebben op het draagvermogen van een belendende fundering door het optreden van ongelijkmatige vervormingen in de ondergrond. Vervolgens kan dit leiden tot schade aan de belending. In hoofdstuk 5 van de Richtlijn Meten en monitoren van bouwputten (CUR, 2010c) wordt ingegaan op geotechnische risico's van bouwputten. Veel van de hierin genoemde risico's zijn ook van toepassing bij het realiseren van langsconstructies in dijken.

Als de schaderisico's van een bepaald type langsconstructie te groot zijn, kan dat aanleiding zijn om dit type constructie niet toe te passen. Door in een vroeg stadium de uitvoeringsrisico's in beeld te brengen kan de omgevingsbeïnvloeding meegenomen worden in het ontwerpproces en de werkvoorbereiding. Zo kunnen bijvoorbeeld de trillingen tijdens het inbrengen van een stalen damwand worden beperkt door de damwand niet te dicht bij de belending te positioneren. Of door de damwand trillingsvrij te installeren. Ook kan de beïnvloeding worden beperkt door uitvoeringskeuzes, bijvoorbeeld voorboren of water toevoegen (fluïderen) tijdens het installeren, zie ook § 11.14.3. Daarnaast kunnen de vervormingen van de belending bij het maken van een boorpaal of een diepwand(sleuf) worden beperkt door deze constructie niet te dicht bij de bebouwing te positioneren en/of de uitvoeringwijze daarop aan te passen, bijvoorbeeld door eisen te stellen zoals een maximale sleuflengte en/of een minimaal slurryniveau in

de sleuf. Bij de keuze voor een toe te passen type langsconstructie hangen de uitvoerings- en ontwerpaspecten dus nauw met elkaar samen. Een belangrijke factor is de gekozen afstand tussen de constructie en de bebouwing.

Om de uitvoeringsrisico's zorgvuldig in kaart te kunnen brengen, moet de kwaliteit van de bebouwing en van de fundering zijn vastgesteld. Daarnaast is het verstandig om na te gaan of in de dijk vreemde elementen aanwezig kunnen zijn die de realisatie van constructieve elementen kunnen belemmeren. Denk aan vleugelwanden, kabels en leidingen of oude funderingen en puin.

Het is, in verband met de beschikbare ruimte, niet altijd mogelijk om de omgevingsbeïnvloeding te minimaliseren door de afstand tussen de constructie en de bebouwing te vergroten. In dat geval kan overwogen worden de omgevingsbeïnvloeding te minimaliseren door andere maatregelen te treffen, bijvoorbeeld reducerende. Het risico op schade reduceren tot nul is niet mogelijk. En uit ervaringen blijkt dat reducerende maatregelen niet altijd het gewenste effect hebben op de omgevingsbeïnvloeding. In de hoofdstukken 11 tot en met 19 komen voor de specifieke technieken eventuele reducerende maatregelen voor het beperken van omgevingsbeïnvloeding aan de orde.

Om de invloed op de bebouwing te kunnen vaststellen, dient de trillings- en vervormingsgevoeligheid vooraf te zijn vastgesteld. Dit gebeurt door de funderingswijze en de bouwkundige staat van de bebouwing in kaart te brengen aan de hand van de indeling conform Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken (SBRCURnet, 2017).

Naast het bepalen van de toelaatbare trillingsniveaus is het ook noodzakelijk om de toelaatbare vervorming van de bebouwing vast te stellen. Bij voorkeur zijn dit soort grenswaarden vooraf al in contractdocumenten vastgelegd. Daarnaast dienen ze ook te worden aangegeven in het uitvoeringsplan. De grenswaarden voor zettingen, rotatie en horizontale verplaatsingen kunnen, als deze waarden niet contractueel zijn vastgelegd, in samenwerking met een constructeur worden bepaald. In het Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (ENW, 2007) zijn rotaties in verband gebracht met het verwachte schadebeeld voor op staal gefundeerde bebouwing. Opgemerkt wordt dat enige voorzichtigheid met deze waarden is geboden, omdat ze gebaseerd zijn op deformaties die langzaam tot stand komen bij dijkversterkingen in grond. Bij het inbrengen van constructieve elementen in de dijk is er sprake van relatief snel optredende deformaties, waardoor in bouwmaterialen sneller scheurvorming kan ontstaan. Er kunnen strengere eisen gelden voor belendingen met veel bestaande scheurvorming of hoekverdraaiing, of met een zettingsgevoelige fundering, en voor monumenten of gebouwen met belangrijke historische of landschappelijke waarde.

7.4 Monitoring in relatie tot gestelde grenswaarden

Het realiseren van langsconstructies in een dijk kan schade veroorzaken aan niet-waterkerende objecten zoals bebouwing en leidingen. Onder andere trillingen en deformaties in de grond kunnen leiden tot scheurvorming. Daarom is het tijdens het uitvoeringsproces belangrijk te monitoren wat de invloed is van het inbrengen van de constructieve elementen in de dijk. Dit maakt het mogelijk tijdig in te grijpen bij het overschrijden van grenswaarden, en zo schade te voorkomen of beperken. Overschrijding van vooraf vastgelegde grenswaarden kan eventueel worden toegelaten in overleg met een bouwkundig expert. Bouwkundig experts kunnen eveneens eventuele schade aan een gebouw vaststellen. Een goede communicatie hierover met bewoners en een heldere en coulante schadeafwikkeling kunnen extra problemen voorkomen.

De invloed van de uitvoering dient dus te worden vastgesteld. Voorafgaand aan de realisatie is het daarom noodzakelijk minimaal de binnen een eerder vastgestelde invloedzone gelegen bebouwing bouwkundig te laten opnemen, om alle bestaande schade vast te leggen. Ook dient deze bebouwing te worden voorzien van meetbouten, die voor, tijdens en na de realisatie kunnen worden ingemeten. Zie ook § 5.10.6 in deel 2 van CUR166 (CUR, 2012b).

Voor de invulling van de monitoring wordt verder verwezen naar CUR223, Richtlijn Meten en monitoren van bouwputten (CUR, 2010c). Deze richtlijn is bedoeld om de inzet van meten en monitoring bij bouwputten te optimaliseren en daarmee de risico's beter te beheersen. De richtlijn kan ook worden toegepast bij de realisatie van langsconstructies in dijken.

7.5 Verificatie uitvoering

7.5.1 Voorbereiding uitvoering

De ontwerpde partij dient het definitieve ontwerp van een langsconstructie door te vertalen naar een uitvoeringsplan en/of uitvoeringsontwerp. Daarin horen ook de vooraf vastgestelde uitvoeringscontroles en de benodigde monitoring te worden vastgelegd. Het verdient de voorkeur de uitvoerende partij hierbij te betrekken. Het uitvoeringsplan moet leiden tot een constructie die voldoet aan het definitieve ontwerp. In het ontwerp dienen eventuele detailleringen daarom eenduidig te worden vastgelegd, bij voorkeur eveneens na afstemming met de uitvoerende partij. Beperkingen op de bouwplaats of in de uitvoeringswijze kunnen ertoe leiden dat de gerealiseerde langsconstructie toch afwijkt van het ontwerp. Het is dus goed om eventuele aanpassingen in de uitvoeringswijze vroegtijdig in beeld te hebben, zodat er nog rekening mee kan worden gehouden in het ontwerpproces.

Detailleringen zoals de doorvoering van een ankerconstructie door de damwand of door de betonnen gording en de scharnierende aansluiting van de ankerconstructie op de ankerstoel, zijn aspecten die de nodige aandacht vragen tijdens de ontwerp- en uitvoeringsfase.

Onderdelen uitvoeringsplan

Het uitvoeringsplan moet ten minste de volgende gegevens bevatten.

- de afmetingen van de constructieve onderdelen en de eventuele toelaatbare maatafwijkingen;
- de benodigde inbrengdiepte en de afwerkhoogte van de bovenkant;
- de benodigde onderlinge afstanden tussen de constructieve elementen;
- materiaalspecificaties van materialen zoals staal, beton en bentoniet;
- de predictie bij het inbrengen (bijv. hei-/en trillingspredicties met de veronderstelde hei-/trillingsblokken);
- de installatiemethode en het te gebruiken materieel, met gewichten;
- de volgorde van installeren van de constructieve onderdelen;
- wel/geen gebruik van draglineschotten of andere drukverdelende maatregelen;
- eventuele ondersteunende technieken bij het installeren van de constructieve elementen, zoals voorboren, fluïderen;
- wel/niet afdichten met materialen langs de ankerstaaf;
- de benodigde diepte van eventuele afdichtingen ter voorkoming van kwel;
- de benodigde controlemetingen tijdens de uitvoering;
- eventuele inrichting, methode en frequentie van monitoring;
- eventuele signalering- en grenswaarden voor omgevingsbeïnvloeding.

Voor meer informatie hierover wordt verwezen naar CUR223 (CUR, 2010c).

De hoofdstukken 11 tot en met 19 bevatten meer gedetailleerde aanwijzingen voor de uitvoering van de verschillende langsconstructies.

7.5.2 Tijdens de realisatie

Tijdens de realisatie van een langsconstructie is een terugkoppeling vereist van 'as built' op het ontwerp. Het doel hiervan is te verifiëren of de constructieve elementen zijn ingebracht conform de afmetingen die zijn vastgelegd in het definitief ontwerpplan c.q. uitvoeringsplan. Ook moeten de meetresultaten en de bevindingen van supervisie en monitoring worden opgetekend in een uitvoeringsrapport, zie § 7.5.2.2 en § 7.5.2.3. Datzelfde geldt voor eventuele nieuwe kennis over de lokale omstandigheden, opgedaan tijdens de realisatie, bijvoorbeeld om vast te stellen of het gerealiseerde ontwerp nog steeds voldoet aan de bij ontwerp vereiste betrouwbaarheid (zie § 7.5.2.1).

7.5.2.1 Nieuwe kennis lokale omstandigheden ten opzichte van ontwerp

De uitvoering kan ten opzichte van het ontwerp leiden tot nieuwe kennis. Er kan bijvoorbeeld sprake zijn van:

- een andere laagopbouw (vastgesteld door aanvullend grondonderzoek of door de bevindingen van de boorbaas m.b.t. het niveau van het vaste zand);
- andere materiaaleigenschappen van ingebracht materiaal;
- de aanwezigheid van puin of obstakels in de ondergrond;
- de kruipmaat bij het testen van ankers;
- een afwijking van de positie bij het inbrengen van constructieve elementen of bij het maken van deze elementen in de grond.

Dergelijke nieuwe kennis moet worden vastgelegd, evenals de eventuele invloed ervan. Het is mogelijk dat het gaat om omstandigheden die gunstiger zijn dan verondersteld in het ontwerp. Zo kan bijvoorbeeld het niveau van het vaste zand hoger liggen dan eerder verondersteld in het ontwerp, of blijken dat de kruipmaat bij het testen van ankers vrij klein is. Deze informatie kan later zeer nuttig zijn voor de invulling van de veiligheidsbeoordeling tijdens de levensduur van de langsconstructie en van de uitbreidingsmogelijkheden op termijn.

De nieuwe kennis kan ook inhouden dat de omstandigheden ongunstiger zijn dan verondersteld. Zo kan een diepere ligging van het vaste zand of het niet voldoende op diepte kunnen brengen van constructieve elementen betekenen dat deze beïnvloeding op het definitieve ontwerp nader moet worden ingevuld. Het aanpassen van de ontwerpberekeningen maakt onderdeel uit van de controle om vast te stellen of nieuwe kennis invloed heeft op de doelbetrouwbaarheid van de gerealiseerde constructie. Terugkoppeling van de 'as built-situatie' met het ontwerp is daarbij noodzakelijk.

7.5.2.2 Verificatie op uitvoeringstoleranties

Bij een aantal langsconstructies bestaan er bij de realisatie onzekerheden met betrekking tot de afmetingen en de positie van de constructieve elementen. Deze onzekerheden in de maatvoering dienen in de ontwerpfase te worden beschouwd en in het ontwerp te worden verdisconteerd. Voor een in de grond gemaakte constructie moeten bijvoorbeeld vooraf uitvoeringsafwijkingen zijn meegenomen in het ontwerp. Voorbeelden zijn de verwachte uitvoeringsafwijking in de hart-op-hartafstand van in de grond gemaakte boorpalen, of de helling van dijkdeuvels die in de grond worden gemaakt.

Tijdens de realisatie kan worden geverifieerd of de geconstateerde afwijkingen wel of niet voldoen aan de vooraf ingeschatte afwijkingen. Van afwijkingen groter dan vooraf ingeschat, is het nodig vast te stel-

len of ze invloed hebben op de vereiste doelbetrouwbaarheid van het gerealiseerde ontwerp. Eventuele aanpassingen in de ontwerpberekening (EEM-analyses) kunnen deel uitmaken van dit proces.

Een onderdeel dat tijdens de realisatie de nodige controle vergt, is de installatie van anker-elementen. Belangrijk is de controle dat de scharnierende werking van de ankerkop is gerealiseerd en dat er voldoende ruimte is voorzien tussen het anker en het wandelement in de opening waar het anker door de wand wordt geleid. Hierbij dient rekening te worden gehouden met eventuele deformaties van grond, wand en anker bij het functioneren tijdens de levensduur van de langsconstructie. Een niet goed geïnstalleerde ankerconstructie kan vroegtijdig bezwijken bij belastingen lager dan de ontwerpbelasting. Bij het kiezen van de locatie van een langsconstructie in het dwarsprofiel moet verder rekening worden gehouden met de benodigde ruimte voor het installeren van de ankers.

7.5.2.3 Verificatie op de gerealiseerde sterkte

De bevindingen tijdens de uitvoering van een werk behoren te worden vastgelegd in een uitvoeringsrapport. Hetzelfde geldt voor de bevindingen van de verificaties en de monitoring. Ook de specificaties van de toegepaste materialen en constructieonderdelen komen in het rapport. Afwijkingen dienen te worden vastgelegd in revisietekeningen.

De dagelijkse voortgang tijdens de werkzaamheden wordt bij voorkeur vastgelegd in een dagboek. Daarin wordt de installatie van alle constructieve onderdelen bijgehouden, evenals afwijkingen of stagnaties bij de installatie.

Voor meer informatie over de inhoud van een uitvoeringsrapport wordt o.a. verwezen naar § 5.10.7 in deel 2 van CUR166 (CUR, 2012b).

De meeste constructieve elementen kunnen niet worden proefbelast na de realisatie. Een uitzondering hierop betreft trekelementen in de dijk, bijvoorbeeld anker-elementen. Bij het toepassen van trekankers in de primaire waterkering geldt dat alle ankers dienen te worden gecontroleerd door middel van controleproeven, waarvan minimaal 10% met langeduurproeven. Voor de uitvoering van controle- en langeduurproeven wordt verwezen naar de procedure conform § 7.3 in deel 1 van CUR166.

Bij het uitvoeren van de proeven dient er rekening te worden gehouden met het tijdens de proef ontbreken van de hoge waterspanningen die tijdens de WBN-belasting wel aanwezig zijn. De testbelasting moet daarom worden vergroot. Hierbij dient de afname van de conusweerstand (q_c -reductie) in het zand bij WBN in aanmerking te worden genomen. Deze reductie wordt bepaald volgens CUR 2001-4 Ontwerpregels voor trekpalen (CUR, 2003). De reductie van de hogere waterspanning op de trekkracht dient als extra belasting te worden opgeteld bij de testbelasting tijdens de controle- en langeduurproeven. Dit kan ertoe leiden dat verzwaren van de ankerstaaf nodig is om de controle- en langeduurproeven uit te voeren.

7.5.3 Veranderingen na het inbrengen van de langsconstructie

Een langsconstructie wordt meestal ontworpen voor een levensduur van 100 jaar. Tijdens de levensduur van de constructie kunnen veranderingen optreden die van belang zijn bij de keuze voor een techniek. Zo kunnen veranderingen in de geohydrologische situatie leiden tot zakkingsverschillen of vernatting en de naastgelegen bebouwing negatief beïnvloeden. Dergelijke risico's dienen nader te worden beschouwd bij het selecteren van een langsconstructie. Indien relevant dient dit ook onderdeel te vormen van het monitoringsplan.

8 Kwaliteitsborging

8.1 Algemeen

Bij zowel het ontwerp als de uitvoering van een langsconstructie is kwaliteitsborging van essentieel belang om te kunnen verzekeren dat het eindresultaat voldoet aan de eisen. Om de kwaliteit te borgen wordt in contractvormen vaak een kwaliteitssysteem gekozen waarbij de opdrachtnemer zelf de resultaten van de kwaliteitscontroles invult, conform vooraf vastgestelde regels. De opdrachtgever hoeft dan alleen te toetsen of de opdrachtnemer zich aan de afgesproken regels en procedures heeft gehouden. Maar het ontwerp van een langsconstructie in een waterkering is een complexe zaak, waarbij meer oplettendheid van de opdrachtgever nodig is om te verifiëren of de vereiste betrouwbaarheid van het constructieve ontwerp daadwerkelijk wordt gehaald, en of de realisatie verloopt conform de eisen. De doeltreffendheid van het kwaliteitssysteem moet, anders gezegd, actief worden bewaakt om tot werkelijke kwaliteitsborging te komen.

8.2 Kwaliteitsborging ontwerpfase

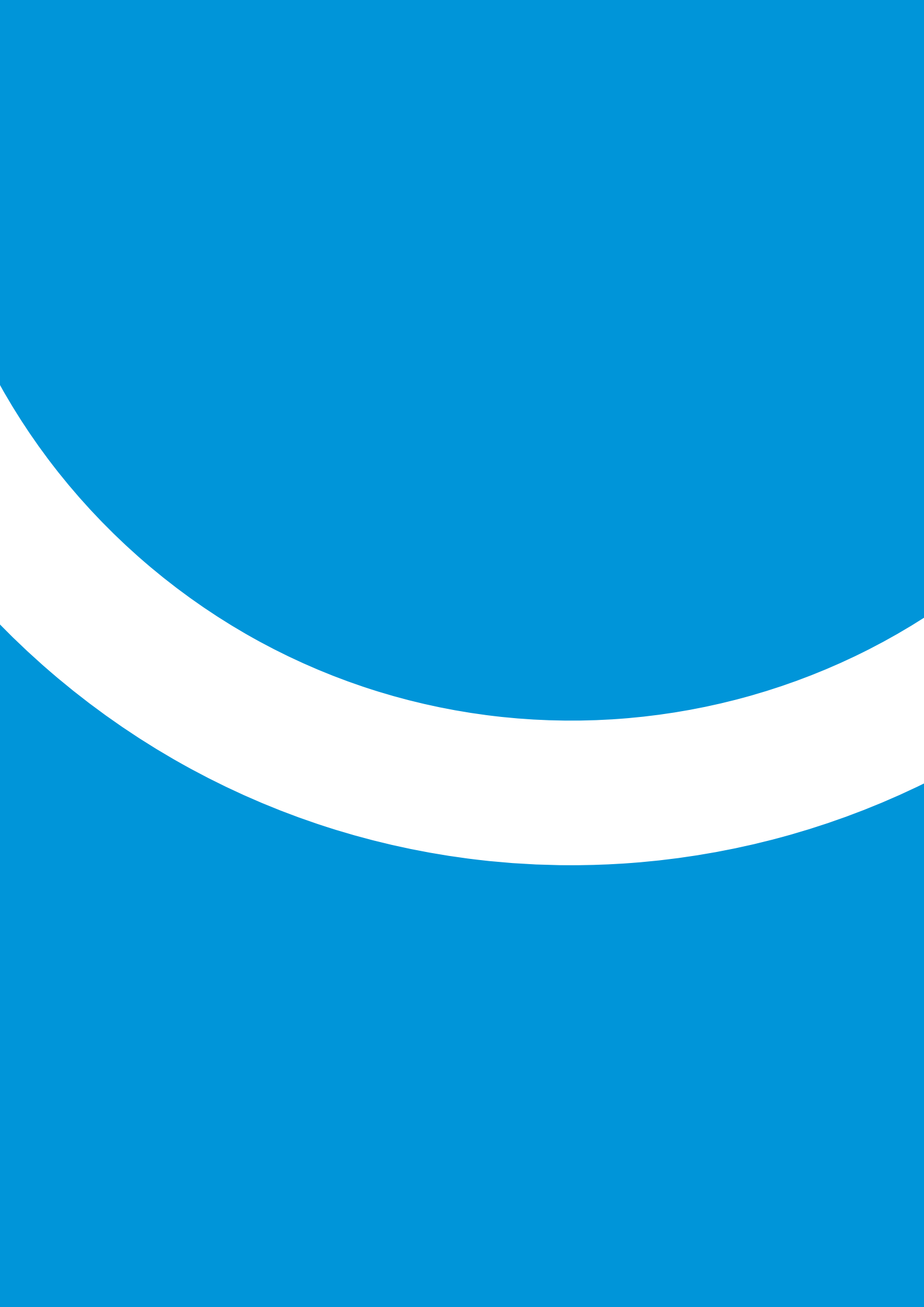
Voor borging van de kwaliteit is het noodzakelijk de relevante aspecten in de relatie opdrachtgever-opdrachtnemer eenduidig te beschrijven. Het gaat er concreet om de wensen en eisen van de opdrachtgever te vertalen naar naar (technische) uitgangspunten en randvoorwaarden waarmee de ontwerpers kunnen werken. Bijlage D geeft aanbevelingen, uitgangspunten en randvoorwaarden (niet uitputtend) voor de opdrachtgever, uitgaande van een Design & Construct-contract. Daarnaast wordt voor een nadere invulling van de kwaliteitsborging van het ontwerp verwezen naar § 2.6 in deel 2 van CUR166.

8.3 Kwaliteitsborging realisatiefase

In het ontwerp van een stabiliteitverhogende langsconstructie in een dijk wordt verondersteld dat een bepaalde betrouwbaarheid wordt behaald. Of dit daadwerkelijk zo is, hangt in belangrijke mate af van de kwaliteit van de uitvoering. Kwaliteitszorg, als onderdeel van de kwaliteitsborging, verdient dus bijzondere aandacht. De in de grond geïnstalleerde constructie moet voldoen aan de in het ontwerp en uitvoeringsplan vastgelegde eisen. De verschillende kwaliteitsaspecten die moeten worden geborgd, zijn beschreven in het uitvoeringsplan; zie ook § 7.5.

Naast uitvoeringskwaliteit speelt omgevingsbeïnvloeding een belangrijke rol in de realisatiefase. Informatie over de kwaliteit van de bebouwing en de fundering daarvan vormt, samen met de via de grenswaarden voor de omgevingsbeïnvloeding te stellen randvoorwaarden, een wezenlijk onderdeel bij de kwaliteitsborging tijdens de uitvoering.

Tot slot verdient het de aanbeveling om ten behoeve van de kwaliteit van de uitvoering ook eventuele onderaannemers te betrekken bij de voorbereiding.



9 Gebruiks- en instandhoudingsfase

9.1 Beheer en onderhoud van stabiliteitverhogende langsconstructies

Bij het beheer van een dijk met een langsconstructie is het van belang of een restprofiel wel of niet deel uitmaakt van het ontwerp. Is een restprofiel van toepassing, dan wordt bij het ontwerp van de langsconstructie het stabiliteitsprobleem namelijk niet – of maar voor een deel – verbeterd (zie ook § 4.8.7). Bijvoorbeeld bij het toepassen van een diepwand in de buitenkruin van de dijk wordt het stabiliteitsprobleem niet opgelost. De gerealiseerde oplossing voldoet dan echter, uitgaande van het afschuiven van een groot deel van de dijk, wel aan de eis van de Waterwet. Dit betekent dat er bij de keuze voor de oplossing met een diepwand geaccepteerd wordt dat een groot deel van de dijk kan afschuiven; de diepwand voorkomt op dat moment een overstroming. Bij welke waterstand een deel van de dijk kan afschuiven is niet bekend; dit kan al plaatsvinden bij (hogere) waterstanden met een grotere kans van voorkomen dan WBN. Vindt zo'n afschuiving plaats, dan zal de kruin (en eventuele verkeersweg) over een langere periode niet meer beschikbaar zijn. Ook ontstaat dan schade aan de achter de dijk gelegen bebouwing. De beheerder dient zich hiervan bewust te zijn als hij een langsconstructie in de dijk toelaat. Een beheerder kan vanuit andere functies, zoals bijvoorbeeld beheer en onderhoud of nevenfuncties, bepaalde eisen stelt aan de stabiliteit van een dijk onder dagelijkse omstandigheden of bij waterstanden die een grotere kans van optreden hebben dan WBN.

Waar een restprofiel van toepassing is, verdient het aanbeveling dat de beheerder een calamiteitenplan opstelt dat voorziet in de mogelijke gevolgen van langsconstructies in de dijk: schade aan bebouwing, evacuatie van bewoners. Ook moet het calamiteitenplan voorschriften bevatten voor inspecties van het verdere gedrag van de dijk, en maatregelen ter voorkoming van verdere schade aan de dijk (denk aan doek, zandzakken etc.). Daarnaast verdient het aanbeveling om het afschuiven van een deel van een dijk bij langsconstructies in calamiteitenoefeningen te integreren. Een waterschap moet dus op de hoogte zijn van de locaties van langsconstructies en bovendien weten waar het restprofiel deel uitmaakt van een ontwerp.

Ook is het verstandig om op locaties met langsconstructies inspecties uit te voeren op het gedrag van de grond. Scheurvorming in de grond kan een aanwijzing zijn dat het restprofiel door een lage stabiliteit aan het ontwikkelen is. Langsconstructies kunnen op termijn ook boven de grond gaan uitsteken door zakkingen van het maaiveld. Het kan dan wenselijk zijn om een grondaanvulling aan te brengen.

Vooraf ingeschatte bodemdalingen van kruin en achterland maken deel uit van de uitgangspunten bij een ontwerp van een langsconstructie. Bij verankerde constructies vormt de bodemdaling van de kruin een belasting op de ankerstang. Het verdient aanbeveling om de ontwikkeling van de bodemdaling vast te leggen. Zo kan bij het beoordelen rekening worden gehouden met de bodemdaling die is opgetreden sinds de aanleg van de constructie. Daarmee kan worden gecontroleerd of de opgetreden bodemdaling de veronderstelde bodemdaling niet overschrijdt.

Het is ook aan te raden om tijdens de levensduur van verankerde constructieve elementen te controleren of de verankering goed zijn functie kan blijven uitoefenen. Deze controle zou erop gericht moeten zijn vast te stellen of de bevestiging van de ankers aan de (dam)wand scharnierend blijft werken en of de ankers zelf door het optreden van vervormingen niet op termijn gaan leunen op de (dam)wand, waardoor in het anker spanningsconcentratie kan optreden. Door tijdig in te grijpen kan de constructie goed zijn functie blijven uitoefenen.

Deze controle zou bijvoorbeeld 10-jaarlijks kunnen worden uitgevoerd, afhankelijk van welke belastingen er zijn opgetreden (hoge waterstanden of hoeveelheid bodemdaling).

9.2 Veranderingen in waterspanningen door het aanbrengen van een stabiliteitverhogende langsconstructie onder dagelijkse omstandigheden

Met het oog op aanwezige bebouwing is ook onder dagelijkse omstandigheden een verandering in de grondwaterstand vaak ongewenst:

- Een verlaging van de freatische lijn leidt tot een toename van de korrelspanning. Dat kan weer leiden tot ongelijkmatige zettingen onder de belendingen. Dit kan uitmonden in zettingschade aan de bebouwing. Dergelijke schade is pas zichtbaar op langere termijn.
- Een stijging van de freatische lijn kan schade als gevolg van wateroverlast veroorzaken. Ook dit is meestal pas op termijn zichtbaar.

Om beïnvloeding van de geohydrologische situatie te voorkomen, worden in de ontwerp praktijk in rivierdijken vaak openingen in de damwandconstructie gerealiseerd. Onderzoek van Deltares (GeoDelft, 2004) toont aan dat 20% opening in de damwandconstructie niet toereikend is om de beïnvloeding te kunnen minimaliseren. Het kan daarom noodzakelijk zijn om, naast de openingen in de damwandconstructie, ook een drainageconstructie aan te brengen, aan beide zijden van de damwand. Zo'n drainageconstructie dient bij voorkeur te worden aangelegd tot een niveau van ca. 0,5 m onder de dagelijks voorkomende grondwaterstand. Op langere termijn kan de drainagevoorziening ook dienen voor het afvoeren van kwelwater. Dat komt na verloop van tijd mogelijk omhoog doordat de grond beweegt ten opzichte van de ankerstangen. Hierdoor kan holle ruimte ontstaan onder de ankerstangen. Wanneer deze holle ruimte zich doorzet tot (bijna) in het diepe zand, waar een hogere potentiaal aanwezig is, bestaat de mogelijkheid dat er ook in die holle ruimten een hogere potentiaal zal ontstaan. Onder dagelijkse omstandigheden gaat het om vrij kleine hoeveelheden water, die via de drainageconstructie kunnen worden afgevoerd. Een verhoging van de freatische lijn wordt daarmee voorkomen.

Waar damwanden ook een piping- of heave-functie hebben, is het nodig te controleren of een dergelijke voorziening deze mechanismen niet nadelig beïnvloedt.

Bij een doorlopende wand is een beïnvloeding van de normaal voorkomende freatische lijn in de dijk waarschijnlijk. Aan de rivierzijde vindt waarschijnlijk opstuwning plaats, terwijl aan de polderzijde van de constructie een verlaging optreedt. Dit is gebleken uit onderzoek van Deltares (GeoDelft, 2004), en is ook bevestigd via monitoring op een aantal locaties waar dit type dijkversterking is toegepast. Zie o.a. Fugro, 2016. Een veranderlijke belasting door niveauverschillen in de waterstand aan de actieve en passieve zijde van de constructie kan het gevolg zijn van het inbrengen van de constructie. Een verlaging van de freatische grondwaterstand aan de passieve zijde van de constructie kan leiden tot zettingen. De mogelijke invloed hiervan op belendingen, in termen van schade, wordt bij voorkeur al vroegtijdig in het ontwerpproces ingeschat zodat erop kan worden geanticipeerd.

Het is mogelijk om de beïnvloeding van de freatische lijn te beperken door een discontinue wandconstructie te maken, eventueel in combinatie met een drainageconstructie in de lengterichting van de dijk.

In verband met de talloze opties voor locaties van constructieve elementen, gaat het te ver om in deze PPL een (mogelijk locatiespecifieke) methode voor te schrijven voor het vaststellen van het heersende grondwaterregime en de eventuele invloed van een langsconstructie hierop. In het algemeen geldt dat geohydrologische berekeningen een indicatie moeten geven van de te verwachten veranderingen. Maar een praktische keuze kan zijn om bij doorgaande wanden rekening te houden met een verhoging van de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden van 0,5 m aan de rivierzijde van de wand, en met een verlaging van 0,5 m aan de polderzijde van de wand. Van belang is dat de hoogte van de freatische lijn in de kruin van de dijk is vastgesteld op basis van metingen. Geohydrologische berekeningen kunnen in principe alleen worden gebruikt voor het vaststellen van het verval van de freatische lijn aan weerszijden van het constructieve element. Dergelijke berekeningen kunnen namelijk ook een te gunstig beeld van het verloop van de waterspanningen in de diepte geven, onder andere doordat 3D-effecten niet worden beschouwd.

9.3 Lifecyclemonitoring

De monitoring tijdens de beheer- en onderhoudsfase is onderdeel van het gehele proces van gegevensinwinning over de langsconstructie en de omgeving daarvan, gedurende de gehele levenscyclus van de waterkering. Eenmaal begonnen, houdt de beheer- en onderhoudsfase over het algemeen niet meer op: er is sprake van een decennia durende cyclus van beheer van de bestaande constructie. Op een gegeven moment is er afkeuring van de constructie op basis van de vigerende veiligheidseisen. Daarna wordt een versterking ontworpen en die wordt vervolgens uitgevoerd. Dan vangt weer een nieuwe fase van beheer van de dan bestaande constructie aan, zie Figuur 9.1. Uiteraard kan al in de ontwerpfase worden gestart met monitoring die (geheel of gedeeltelijk) bruikbaar is voor de gehele levenscyclus.



Figuur 9.1 Lifecyclemonitoring: doorgifte van data en anticipatie gedurende een voortdurende, decennialange cyclus

De essentie van monitoring is: het systematisch volgen en bewaken van het functioneren van een constructie, zodat tijdig maatregelen genomen kunnen worden als de metingen en (gekalibreerde) (model)predicties omtrent het te verwachten toekomstige gedrag daartoe aanleiding geven.

Wanneer het uitgangspunt realistisch is dat eventuele maatregelen tijdig genomen kunnen worden (en de noodzaak daartoe ook tijdig kan worden onderkend), maakt monitoring het dus mogelijk om bij ontwerp en uitvoering uit te gaan van een lichtere constructie. Er kan dan aan hetzelfde veiligheidsniveau worden voldaan als met een zwaardere constructie zonder monitoring of zonder voldoende handelingsperspectief. Dit vraagt wel een geavanceerde aanpak, waarbij de resultaten uit de monitoring worden gebruikt in de EEM-analyse voor het voorspellen van het gedrag van de dijk inclusief de constructieve elementen bij zwaardere belastingscondities. Bij deze benadering is het ook mogelijk om de levensduur van een bestaande constructie te verlengen door monitoring en de bijhorende interactie met EEM. Met een beter inzicht in het gedrag van een constructie is namelijk beter in te schatten of de diverse veiligheidsfactoren en ontwerpuitgangspunten die doorgaans bij het ontwerp en bij de beoordeling worden toegepast, inderdaad in die mate benodigd zijn (NB: de werkelijkheid kan ook tegenvallen; bij een dergelijke aanpak op basis van het werkelijke gedrag mogen niet alleen de voordelen worden meegenomen maar dienen ook de tegenvallers te worden geïncasseerd). Daarnaast kunnen soms relatief kleine aanpassingen of aanvullingen (zoals een beperkte steunberm) voldoende zijn voor significante levensduurverlenging. Voor nieuwe constructies kan hier in het ontwerp al op worden geanticipeerd, ook door bijvoorbeeld het toevoegen van aanvullende ankers te faciliteren.

De meerwaarde van monitoring komt vooral op de langere termijn tot uiting. De inzet van monitoring kan daarom beter niet uitsluitend gericht zijn op het hier en nu, maar mede op de komende fasen en decennia. In de praktijk blijkt dat een stapsgewijze opbouw zinvol is: op basis van een eerste meetreeks met een beperkte mate van instrumentatie kunnen de resterende onzekerheden vervolgens gericht worden verkleind met een tweede (en eventueel een derde) fase van instrumentatie. Daarbij wordt opgemerkt dat bij langsconstructies sommige meetinstrumenten al bij de installatie moeten worden geplaatst.

Zoals Figuur 9.1 laat zien, is het van belang om bij overgangen naar andere fasen steeds de bestaande monitoring als uitgangspunt te nemen en deze uit te dunnen dan wel uit te breiden of te verfijnen. Aan het einde van de uitvoeringsfase bijvoorbeeld is het niet zinvol om alle instrumentatie te verwijderen (zoals in het verleden contractueel vaak werd voorgeschreven), om enige tijd later op beperkte schaal nieuwe instrumentatie te plaatsen. Het is beter om de in de uitvoeringsfase aanwezige monitoring gericht te reduceren, rekening houdend met de waarneming tijdens deze fase (waarin zowel representatieve delen als bijzondere delen naar voren kunnen zijn gekomen). Het kan wel zinvol zijn om al in de ontwerpfase rekening te houden met deze uitdunning. De instrumenten kunnen dan met het oog op het beheer op een passende wijze worden afgewerkt.

Een essentieel voordeel van bovenstaande aanpak is de beschikbaarheid van nulmetingen en de continuïteit van de meetreeksen. Instrumenten die het gedrag meten van langsconstructies na het optreden van belangrijke hydraulische belastingen, geven maar moeilijk inzicht in het werkelijke gedrag van de constructieve elementen.

De concrete invulling van de monitoring is altijd afhankelijk van de plaatselijke situatie. Idealiter wordt monitoring ingezet om onzekerheden te verkleinen; wat de grootste onzekerheden zijn in een concrete situatie, verschilt telkens en hangt mede af van het ontwerp van de constructie.

Verder geldt dat een constructie ook daadwerkelijk moet kunnen functioneren zoals ontworpen. Een ankerconstructie die in zijn functioneren wordt belemmerd, kan misleidende meetdata opleveren. Dit zal niet alleen kunnen worden opgelost in het ontwerp (van zowel de constructie als van het monitorings-systeem), maar vereist ook deskundige inspecties waarbij dergelijke belemmeringen worden opgemerkt en weggenomen.

9.4 Veiligheidsbeoordeling

De veiligheidsbeoordeling dient in principe plaats te vinden conform de aanwijzingen in WBI2017. Zoals aangegeven in § 1.2.4 kan de PPL ook worden toegepast bij het uitvoeren van de Toets op Maat bij bestaande stabiliteitverhogende langsconstructies. Van belang is dat bij de beoordeling duidelijk de functiebepaling van de langsconstructies wordt ingevuld. Ook is het belangrijk om na te gaan of er revisiegegevens zijn vastgelegd tijdens de realisatie van de bestaande constructie. Bij gebrek daaraan verdient het aanbeveling om door middel van inspecties in het veld vast te stellen of de aanwezige constructie overeenkomt met een eventueel beschikbaar ontwerp.

De mogelijkheid bestaat dat er minder strenge eisen gelden bij het beoordelen van een bestaande constructie dan bij het ontwerpen van een nieuwe constructie. Hieraan is in deze PPL verder geen aandacht besteed. Voor het verschil in zichtperiode tussen beoordelen en ontwerpen wordt verwezen naar § 1.2.4.

9.5 Uitbreidbaarheid van de langsconstructie (adaptief vermogen)

Een stabiliteitverhogende langsconstructie moet in principe worden beschouwd als een tijdelijke maatregel. Als de constructie op termijn de ontwerpbelasting niet langer kan dragen, is het nodig een andere maatregel te realiseren. Er zijn nog weinig ervaringen met het vervangen of uitbreiden van constructieve elementen in een dijk. De mogelijkheden voor het vervangen van constructieve elementen zijn beperkt. Bij het verwijderen van constructies zijn er bovendien complicerende factoren zoals trillingen, zakkingen, afname van draagkracht van belendende funderingen en het ontstaan van lekwegen in de ondergrond. Daarom is aan te raden om de sterkte van de constructieve onderdelen zo lang mogelijk te blijven benutten. Het is zeker een mogelijkheid de levensduur van constructieve elementen uit te breiden door deze te combineren met een grondaanvulling, of door drainagetechnieken of andere constructieve elementen aan te brengen. Dit soort hybride combinaties vergt wel een nadere beschouwing van de veiligheidsbenadering. Een onverankerde damwand is bijvoorbeeld uitbreidbaar door ankers aan te brengen. Maar de mogelijkheden voor het op termijn uitbreiden van overige constructieve elementen zijn vooralsnog beperkt. Er is creativiteit voor nodig, en kennis over reeds opgetreden belastingen. De meeste onzekerheid bestaat echter bij het inschatten van de reststerkte en stijfheid van de constructies nadat deze zoveel jaren in de grond hebben gezeten.

Voldoende ruimte is een belangrijk aandachtspunt om een langsconstructie later te kunnen uitbreiden, bijvoorbeeld door deze te combineren met grond. Bij voorkeur wordt deze ruimte vroegtijdig in het bestemmingsplan of de Keur gereserveerd, zodat er in de toekomst geen conflict ontstaat met andere functies (bebouwing, vaarwegen, recreatie, natuur etc.).



10 Procedures en besluitvorming

10.1 Inleiding

Dit hoofdstuk behandelt de technische aspecten van het plaatsen van langsconstructies. Ook komen praktische zaken met betrekking tot beheer en onderhoud aan de orde. Daarnaast wordt ingegaan op juridische aspecten, waaronder de verschillende wetten die gelden bij het plaatsen van langsconstructies. Ten slotte worden de procedures benoemd die van toepassing zijn bij de uitvoering.

10.2 Uitgangspunten plaatsen langsconstructie

10.2.1 Technische zaken bij plaatsing

De plaatsing van een langsconstructie moet zowel in de realisatiefase als in de fase van beheer en onderhoud (B&O) zo min mogelijk overlast veroorzaken voor het waterschap of de dijkbeheerder. In hoeverre overlast kan optreden, dient al tijdens de ontwerpfase te worden beoordeeld. Voor de realisatiefase wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Ook eventuele beïnvloeding waarvan pas op lange termijn de gevolgen zichtbaar worden, dient al te worden beschouwd in de ontwerpfase. Zo kan door de aanwezigheid van een langsconstructie de grondwaterstand veranderen, evenals de grondwaterstroming in en rondom de dijk. Dit kan strijdig zijn met de wensen van de beheerder. Daarnaast kunnen veranderde grondwaterstanden en/of grondwaterstromingen in en rondom de dijk op termijn ook leiden tot overlast voor de omgeving. Het kan dan bijvoorbeeld gaan om zettingsschade of wateroverlast. Uiteraard kan het plaatsen van een langsconstructie ook juist het doel hebben om grondwaterstanden en/of grondwaterstromingen te beïnvloeden, om faalmechanismen als macrostabiliteit en piping te voorkomen.

10.2.2 Praktische zaken voor beheer en onderhoud

Waterschappen zijn verantwoordelijk voor de kwaliteit van het beheer en onderhoud van de langsconstructie. Een periodieke beoordeling van het functioneren is nodig om te bepalen of de levensduur nog voldoende is en of het samenspel van dijk en constructie nog genoeg bijdraagt aan de waterveiligheid. Een beheer- en onderhoudsaspect dat in de gaten moeten worden gehouden, is de veroudering van constructieonderdelen, bijvoorbeeld door corrosie van wanden en ankers. Ook de wisselwerking tussen grond en constructie op de langere termijn is een punt van aandacht. De centrale vraag is: 'Blijft de waterveiligheid voldoende gewaarborgd?'

10.3 Juridische uitgangspunten percelen niet in eigendom van dijkbeheerder

10.3.1 Inleiding

Een langsconstructie aanleggen gebeurt bij voorkeur op een locatie in eigendom van de dijkbeheerder. Maar soms is een langsconstructie noodzakelijk op een perceel waar dat niet het geval is. Dat hoeft geen probleem te zijn.

In de volgende subparagrafen worden de volgende twee juridische vragen besproken: 'Hoe kan juridisch worden geborgd dat de langsconstructie kan worden beheerd en onderhouden?' en 'Hoe kan worden voorkomen dat de grond waarin het systeem zich bevindt, wordt bebouwd?'

10.3.2 Zakelijk recht

De gangbare rechtspraktijk is dat, voordat een publiekrechtelijk besluit wordt genomen waardoor aantasting van een onroerende zaak rechtens mogelijk wordt, eerst wordt geprobeerd met de grondeigenaren tot een minnelijke overeenstemming te komen.

Aangezien een langsconstructie in de grond wordt aangelegd, heeft het de voorkeur om met de perceeleigenaar tot overeenstemming te komen over 'een recht van opstal'. Dit houdt in: een zakelijk recht om in, op of boven een stuk grond in eigendom bij een ander, gebouwen, werken of beplantingen in eigendom te hebben of te verkrijgen (artikel 5:101 van het Burgerlijk Wetboek). Met dit zakelijk recht is het bestaan, beheer en onderhoud van de langsconstructie voldoende beschermd tegen ingrepen door de grondeigenaar of zijn rechtsopvolger.

Een recht van opstal wordt gevestigd door middel van een notariële akte en moet in de openbare registers worden ingeschreven. In deze akte kunnen de bevoegdheden van de dijkbeheerder worden bepaald, bijvoorbeeld de mogelijkheid onderhoud uit te voeren aan de langsconstructie.

Als eigenaar van de langsconstructie kan het waterschap of de dijkbeheerder de constructie installeren, uitbreiden, onderhouden of verwijderen. Aanbevolen wordt om in de akte expliciet op te nemen dat ten behoeve van het gebruik, de langsconstructie door derden onaangeroerd dient te blijven. Dit beding voorkomt misbruik van de constructie, zoals wanneer bijvoorbeeld de grondeigenaar graafwerkzaamheden zou verrichten om het eigen gebruik van het terrein te verbeteren.

10.3.3 Onteigening

Komen de dijkbeheerder en de grondeigenaar niet tot een minnelijke overeenstemming, dan kan de dijkbeheerder een procedure in gang zetten om in het algemeen belang het betreffende stuk grond te onteigenen.

10.3.4 Gedoogplicht

Indien onteigening van het betreffende perceel te ver voert, kan op grond van artikel 5.24 van de Waterwet aan de eigenaar van de grond de plicht worden opgelegd om de aanleg of het wijzigen van een dijk en de daarmee verband houdende werkzaamheden te gedogen. In casu gaat het immers om de aanleg van een langsconstructie ten behoeve van een dijkversterking. Daarnaast volgt uit artikel 5.23 van de Waterwet dat een grondeigenaar ook gehouden is te gedogen dat onderhouds- en herstelwerkzaamheden worden uitgevoerd aan een langsconstructie.

Kan ten aanzien van de onteigening of de gedoogplicht niet worden voldaan aan de voorwaarden die volgen uit de Onteigeningswet respectievelijk de Waterwet, dan is het mogelijk terug te vallen op de uit de Belemmeringenwet privaatrecht volgende gedoogplicht.

10.3.5 Onderhoud langsconstructie

Ten behoeve van het kunnen uitvoeren van onderhouds- en herstelwerkzaamheden en om schade aan de langsconstructie te voorkomen, kan het van belang zijn niet te bouwen op de grond boven de constructieve elementen. Dit kan worden geborgd door in de Keur een verbodsbepaling op te nemen waarin wordt bepaald dat het verboden is om – binnen een beschermingszone – zonder vergunning te bouwen of aan te leggen. In de legger kan deze beschermingszone worden begrensd. In artikel 3.2 van de Keur is al een verbodsbepaling opgenomen. Ook de gedoogplicht, het onderhoud en dergelijke zijn in de Keur geregeld.

10.4 Procedures

10.4.1 Projectplan Waterwet wordt Projectbesluit Omgevingswet

Aanleg, beheer en onderhoud van een langsconstructie zijn onderdeel van een dijkversterking. Voor het wijzigen van een waterstaatswerk is nu nog een projectplan Waterwet vereist. Dit wijzigt in de toekomst

in een projectbesluit conform de Omgevingswet. Het projectplan (in de toekomst: projectbesluit) moet een omschrijving bevatten van het werk en een overzicht van de gevolgen voor de omgeving, de mitigerende en compenserende maatregelen, de te doorlopen procedures, het beheer en onderhoud en de wijze van inspraak. De provincie coördineert de procedure van terinzagelegging en de benodigde vergunningen.

De Waterwet maakt onderscheid tussen het opstellen van een Projectplan (Artikel 5.4) en de Projectprocedure (Artikel 5.5) bij de aanleg of wijziging van een waterstaatswerk.

10.4.2 Omgevingsvergunning versus bestemmingsplan

Soms is een wijziging van het bestemmingsplan nodig, bijvoorbeeld als een waterkering breder wordt en naastliggende grond met een, tot dat moment, andere bestemming, in beslag neemt.

10.4.3 Aanmeldingsnotitie voor de MER-beoordeling

Bij een dijkversterking dient te worden beoordeeld of een MER noodzakelijk is. Dit begint met het opstellen van een aanmeldingsnotitie voor de MER-beoordeling. In een dergelijke notitie worden de effecten van de dijkversterking bepaald op onderwerpen zoals landschap, archeologie, milieu, flora en fauna. Als sprake is van negatieve effecten, moet worden aangegeven welke mitigerende of compenserende maatregelen worden getroffen. Eventueel kan dat leiden tot ontheffingen binnen de Flora- en Faunawet dan wel de Vergunning Natuurbeschermingswet.

10.4.4 Omgevingsvergunning

Een omgevingsvergunning is onder andere vereist voor het uitvoeren van werken of werkzaamheden, kappen van houtopstanden, bouwen, aanleg of wijzigen van in- en uitritten en wijzigen van wegen.

Een omgevingsvergunning voor het uitvoeren van een bouwwerk is van toepassing want een langsconstructie in een primaire kering is een bouwwerk. Op grond van het bouwbesluit gelden de technische bouwvoorschriften met betrekking tot de algemene sterkte van de bouwconstructie. Voor nieuwbouw geldt NEN-EN 1990 (2011) en voor bestaande bouw geldt NEN 8700.

Het bouwbesluit, bestaande uit NEN-EN 1990 en NEN 8700, en de Waterwet stellen allebei eisen aan een langsconstructie. Een technisch-inhoudelijke beoordeling moet dan uitwijzen welke van de twee de strengste eisen stelt aan een langsconstructie. Daaraan moet vervolgens worden voldaan.

10.4.5 Ontheffing Provinciale Milieuverordening

Wordt een langsconstructie geplaatst in een voor drinkwaterwinning aangewezen gebied, dan is een ontheffing nodig van de Provinciale Milieuverordening. Deze ontheffing geldt voor zowel het waterwin gebied zelf, als het grondwaterbeschermingsgebied en de daaromheen gedefinieerde boringvrije zone.

10.5 Uitvoering

Voorafgaand aan het werk dient een VGM-plan (Veiligheid, Gezondheid en Milieu) te worden opgesteld met een beschrijving van de gekozen werkmethode die aantoonbaar voldoet aan de actuele eisen op het gebied van veiligheid, gezondheid en milieu.

Aanvullend dient nog een graafmelding te worden gedaan om kabels en leidingen (WIBON¹⁵) te inventariseren. Ook zijn meldingen vereist voor onder andere verkeersmaatregelen, Besluit lozen buiten inrichtingen (lozen bemalingswater) en Besluit Bodemkwaliteit. Meestal wordt afgesproken dat de aannemer deze zaken in de uitvoering regelt.

15 WIBON staat voor Wet informatie-uitwisseling bovengrondse en ondergrondse netten en netwerken. De WIBON vervangt sinds 1 maart 2018 de WION.

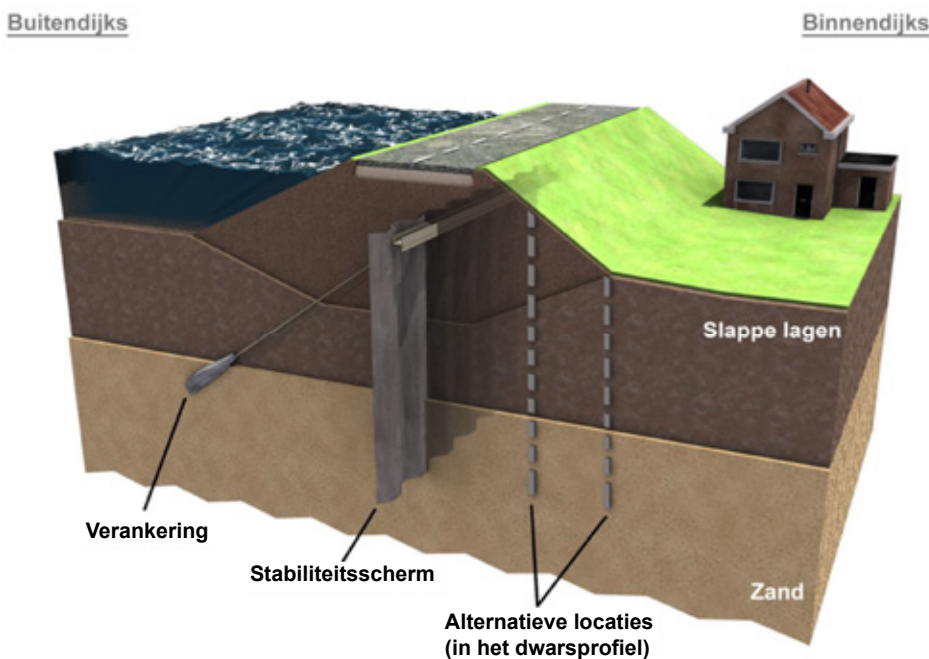
11 Damwand

11.1 Inleiding

Dit hoofdstuk behandelt het ontwerp en de toepassing van de meest toegepaste constructie in waterkeringen: de damwandconstructie, verankerd of onverankerd, met doorgaande gording.

11.2 Principe

De verankerde stalen damwand is de langsgoedebouwvariant die het vaakst als stabiliteitverhogende maatregel in dijkversterkingsprojecten wordt toegepast. De toepassing vindt plaats in de zone globaal tussen de kruin en de teen van de dijk (zowel binnendijks als buitendijks), zie ook Figuur 11.1.



Figuur 11.1 Verankerde damwand die de functie vervult van stabiliteitsscherm in de zone tussen de binnenkruin en de binnenteen van de dijk

Damwanden worden in principe verticaal in de grond ingebracht. Meestal worden ze voorzien van ankerconstructies, die schuin de grond in worden aangebracht. Een stalen damwand kan ook onverankerd worden toegepast, mits een langsgording wordt aangebracht die voor herverdeling in de wand zorgt. Dit geldt voor zowel discontinue als continue damwanden.

Wanden met een stabiliteitsfunctie zorgen samen met de gronddijk voor een stabiele waterkering. De damwand ondersteunt de gronddijk onder maatgevende belastingen. Deze ondersteuning van de damwand leidt onder maatgevende belastingen tot een toename van de snedekrachten in zowel de damwand als de ankerconstructie.

11.3 Overwegingen

In verband met toekomstige uitbreidingen hebben onverankerde damwanden de voorkeur. De toepasbaarheid van onverankerde damwanden is echter beperkt, vooral in verband met de toelaatbare vervormingen.

In verband met eventueel optreden van een restprofiel moet bij het toepassen van wanden met een stabiliteitsfunctie, de kruinbreedte van de dijk minimaal 3 m zijn. Daarnaast moet de kruin over minimaal 3 m kruinbreedte voldoen aan de hoogte-eisen.

Het verdient aanbeveling om bij het vaststellen van de afwerkhoogte van de bovenkant van de damwand rekening te houden met nog op te treden zettingen en/of bodemdalingen.

Ontraden wordt om de damwand te positioneren onder de rijweg. Doordat hierdoor scheuren in het wegdek ontstaan, zou dan veel onderhoud nodig zijn.

Over het algemeen worden Z-profielen toegepast, omdat er dan geen rekening hoeft te worden gehouden met scheve buiging, zie verder § 3.3.2 in deel 2 van CUR166 (CUR, 2012b). Toepassing van andere profielen is wel toegestaan, maar behalve aan scheve buiging moet dan ook nadere aandacht worden besteed aan de koppeling met de gording, zie § 11.10.

11.4 Overzicht van toe te passen controles

In de volgende paragrafen worden de volgens § 4.6 uit te voeren ontwerpcontroles voor damwanden uitgewerkt.

§ 11.5 Geotechnische stabiliteit (GEO1)

§ 11.6 Verticaal evenwicht (SSI1)

§ 11.7 Piping en heave

§ 11.8 Constructieve sterkte damwand (STR1)

§ 11.9 Sterkte ankerstang (STR2) en overschrijden houdkracht (SSI2), inclusief het geval dat een enkel naastliggend anker uitvalt

§ 11.10 Constructieve sterkte gording (STR2), inclusief het geval dat een enkel naastliggend anker uitvalt

§ 11.12 Vervormingen door hoogwaterbelasting

In Bijlage A staan de toe te passen belastingeffect-factoren en constructieve materiaalfactoren voor de verankerde (dis)continue damwand.

Uit de voorgaande algemene hoofdstukken volgen voor een damwandconstructie verder al onderstaande eisen:

- Conform § 4.3 moet altijd (ook bij onverankerde wanden) een doorlopende gording worden toegepast, t.b.v. herverdeling in het systeem.
- Voor discontinue damwanden gelden verder de bepalingen in § 5.8. Vanwege de in § 5.8.2 gegeven aanwijzingen voor de toe te passen afmetingen van de damwandsecties en openingen hoeft niet op het bezwijkmechanisme snijden te worden gecontroleerd (§ 4.8.3) en zijn ook geen vergelijkende 3D-berekeningen nodig (§ 6.3).

In § 11.13 wordt ingegaan op de aanvullende maatregelen en controles ter preventie van ongewenste neveneffecten. In § 11.14 komen ten slotte de benodigde uitvoeringscontroles aan de orde.

11.5 Geotechnische stabiliteit (GEO1)

De controle op de geotechnische stabiliteit moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.1 van deze PPL en conform § 3.4.10 van de PPE.

Vanwege de in § 5.8.2 gegeven aanwijzingen voor de toe te passen afmetingen van de damwandsecties en openingen, hoeft niet op het bezwijkmechanisme snijden (GEO2) te worden gecontroleerd (§ 4.8.3).

11.6 Verticaal evenwicht (SSI1)

In het geval van een verankerde damwand moet in stap 5 (constructieve toets) volgens § 4.8.2 ook worden gecontroleerd of de rekenwaarde voor de normaalkracht in de wand net onder de anker Gording niet hoger is dan de op basis van sondeerweerstand bepaalde draagkracht van het zand. Zie verder ook hoofdstuk 6.

11.7 Piping en heave

Bij damwanden die ook worden toegepast tegen het optreden van zandmeevoerende wellen dient te worden getoetst of ze voldoen aan het kritieke verhang zoals aangegeven in § 4.8.6.

11.8 Constructieve toets sterkte damwand (STR1)

11.8.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt de toetsing van de constructieve sterkte van de wand behandeld.

Als uit de EEM-berekening volgt dat de veiligheid tegen geotechnisch falen bij een bepaald teenniveau van de damwand voldoende is, kunnen de maatgevende krachten en momenten in de wand in de daaraan voorafgaande rekenstap worden bepaald, conform de aanwijzingen in § 4.8.5 van deze PPL en conform § 3.4.9 van de PPE.

Voor de toets op constructief bezwijken van het wandelement (STR1) dienen eerst de rekenwaarden van het (veld)moment $M_{s;d}$, de dwarskracht $Q_{s;d}$ en de normaalkracht $N_{s;d}$ te worden vastgesteld. Daarbij moet rekening worden gehouden met de bijbehorende belastingeffect-factoren, conform Bijlage A.

Als om redenen van doorstroming van grondwater of dergelijke sparingen in damwanden worden aangebracht, dient de damwandconstructie ook op de doorsnede verzwakking getoetst te worden.

De toetsing van de sterkte van het damwandstaal vindt plaats conform deel 5 van Eurocode 3 (NEN, 2012b). De belangrijkste toetsingen zijn in de volgende subparagrafen weergegeven.

11.8.2 Rekenwaarde van de normaalkracht in de wand $N_{s;d}$

De uit de EEM-analyse volgende maatgevende normaalkracht in de wand $N_{s,max;EEM}$ (inclusief het effect van de toename van de ankerkracht door zakkende grond) dient nog als volgt gecorrigeerd te worden ter bepaling van de rekenwaarde van de rekenwaarde $N_{s;d}$.

$$N_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;N} \cdot N_{s,max;EEM} \cdot \gamma_{b,str}$$

waarin:

$N_{s;d}$	rekenwaarde normaalkracht in de damwand [kN per meter constructie]
f_{open}	factor openingspercentage [-], zie § 5.8.1
$\gamma_{add;N}$	belastingeffect-factor op de normaalkracht [-], zie ook Tabel A.1 in Bijlage A
$N_{s,max;EEM}$	de normaalkracht in de wand uit stap 5 in de EEM-analyse [kNm per meter waterkering] die maatgevend is in combinatie met het bijbehorende buigend moment op dezelfde diepte
$\gamma_{b,str}$	schematiseringsfactor voor constructief falen [-], zie ook § 5.6

11.8.3 Rekenwaarde buigend moment in de wand $M_{s;d}$

Voor de rekenwaarde van het maatgevende wandmoment $M_{s;d}$ geldt:

$$M_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;str}$$

waarin:

$M_{s;d}$	rekenwaarde van buigende moment [kNm per meter constructie]
f_{open}	factor openingspercentage, zie ook § 5.8.1
$\gamma_{add;M}$	belastingeffect-factor op het moment, zie ook Tabel A.1 in Bijlage A
$M_{s;max;EEM}$	Het buigend moment in de damwand uit stap 5 in de EEM-analyse [kNm per meter waterkering] dat maatgevend is in combinatie met de bijbehorende normaalkracht op dezelfde diepte
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor buigend moment voor constructief falen $\gamma_{b;str}$, zie ook § 5.3.3

11.8.4 Controle op snedekrachten in de wand

Bij het definitieve teenniveau moet de resulterende spanning in de uiterste vezel conform deel 5 van de Eurocode 3 (NEN, 2012b) op elke diepte worden getoetst aan de vloeispanning van de gebruikte staal-kwaliteit, inclusief correctie in verband met plooiroets bij klasse 4-profielen na corrosie:

$$\sigma_{s,dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{open}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \leq f_{y,dw;d}$$

waarin:

$\sigma_{s,dw;d}$	rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van wanddoorsnede [kN/m ²]
$M_{s;d}$	rekenwaarde van buigend moment in wand [kNm per m constructie]
W_{open}	weerstandsmoment wanddoorsnede na corrosie volgens § 5.7 en bij discontinue wanden gecorrigeerd voor de openingen in de doorlopende damwandconstructie volgens § 5.8 [m ³ per meter constructie]
$N_{s;d}$	rekenwaarde van de normaalkracht in wand [kN per meter constructie]
A_{corr}	oppervlakte wanddoorsnede na corrosie volgens § 5.7 [m ² per meter constructie]
$f_{y,dw;d}$	rekenwaarde (i.v.m. plooi van gecorrodeerd profiel gecorrigeerde) vloeispanning damwandstaal conform Eurocode 3, deel 5 [kN/m ²]

Het is nog onvoldoende duidelijk hoe de plastische capaciteit van stalen wandconstructies kan worden benut en hoe daarbij onderscheid moet worden gemaakt tussen de plastische capaciteit van een doorlopende wand en die van een wand waarin (om geohydrologische redenen) openingen zijn aangebracht. Daarom is het vooralsnog nog niet acceptabel om rekening te houden met plastische vervorming in de constructie en moet in de toetsing worden uitgegaan van de elastische capaciteit van alle stalen onderdelen.

11.8.5 Controle op knikcapaciteit wand

Omdat een niet-horizontaal verankerde wand zowel op buiging als op normaalkracht wordt belast, moet deze worden gecontroleerd op knik. Bij de kniktoets dient in eerste instantie te worden uitgegaan van NEN-EN1993-5. Daarin wordt gesteld dat 2e orde-effecten mogen worden verwaarloosd als de rekenwaarde van de normaalkracht kleiner is dan 4% van de rekenwaarde van de knikkraft. Deze controle is conservatief, omdat verankerde stabiliteitsschermen in waterkeringen vanwege de inbedding in de grond minder knikgevoelig zijn dan bouwkuipwanden.

Wanneer 2e orde-effecten op buigende momenten niet mogen worden verwaarloosd, is het mogelijk om deze effecten te bepalen met behulp van een geometrisch niet-lineaire EEM-analyse (Updated Mesh). Conform § 5.2.3 van de NEN-EN1993-5 is deze optie alleen toepasbaar voor een klasse 1-, 2- of 3-damwand en moet dan gebruik worden gemaakt van de aan instabiliteit gerelateerde additionele partiële materiaalfactor $\gamma_{MI} = 1,1$. Zie Bijlage F voor de in deze PPL geadviseerde beperkende voorwaarden, evenals voor de definitie van het dan bovendien in rekening te brengen aanvullende moment vanwege initiële imperfectie.

11.8.6 Controle op dwarskrachtcapaciteit wand

De rekenwaarde van de dwarskracht $Q_{s;d}$ moet worden getoetst aan de rekenwaarde van de sterkte van de wanddoorsnede volgens de betreffende materiaalnormen. De controle op dwarskracht gebeurt conform deel 5 van de Eurocode 3, middels onderstaande formule. Voor het ontwerp van de damwanden en ankers wordt uitsluitend rekening gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen.

$$Q_{s,dw;d} \leq Q_{r;d}$$

waarbij

$$Q_{r;d} = \frac{A_{v;corr} \cdot f_{y,dw;d}}{\sqrt{3}}$$

$$Q_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{b,str} \cdot \gamma_{add;Q} \cdot Q_{s,max;EEM}$$

en waarin:

$Q_{s;d}$	rekenwaarde dwarskracht damwand [kN per meter constructie]
$Q_{r;d}$	rrekenwaarde dwarskrachtcapaciteit damwand [kN per meter constructie]
$A_{v;corr}$	afschuifoppervlakte lijf na corrosie, zie ook § 5.7 [m ³ per meter constructie]
$f_{y,dw;d}$	rekenwaarde vloeispanning damwandstaal conform deel 5 van Eurocode 3 [kN/m ²]
f_{open}	factor openingspercentage [-], zie ook § 5.8.1
$\gamma_{b,str}$	schematiseringsfactor dwarskracht voor constructief falen [-], zie ook § 5.6
$\gamma_{add;Q}$	belastingeffect-factor voor de dwarskracht damwand, zie ook Tabel A.1 in Bijlage A
$Q_{s,max;EEM}$	maximale dwarskracht in de wand uit de EEM-analyse, zoals conform § 6.2 vastgesteld in rekenstap 5 [kN per meter waterkering]

11.9 Controle verankering

11.9.1 Inleiding

Bij het beoordelen van het falen van de verankering dient aandacht te worden besteed aan zowel de sterkte van de ankerstaaf (STR2) als aan de houdkracht van het groutlichaam (SSI2). In beide gevallen moet daarbij ook de situatie van ankeruitval worden beschouwd.

Zie § 11.11 voor eisen aan de detaillering van de bevestiging aan de damwand.

11.9.2 Rekenwaarde ankerkrachten $F_{s;A;d}$ en $F_{s;gr;d}$

Bij het vaststellen van de rekenwaarde van de ankerkracht dient onderscheid te worden gemaakt tussen de rekenwaarden voor het dimensioneren van de staaf van het anker ($F_{A;st;d}$) en die voor het dimensioneren van het groutlichaam ($F_{A;gr;d}$). In lijn met NEN9997-1 (NEN, 2017a) geldt:

$$F_{A;st;d} = \gamma_{F;A;st} \cdot \gamma_{b,str} \cdot F_{A,max,EEM}$$

$$F_{A;gr;d} = \gamma_{F;A;gr} \cdot \gamma_{b,str} \cdot F_{A,max,EEM}$$

waarin:

$F_{A;st;d}$	rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de staaf [in kN/anker]
$F_{A;gr;d}$	rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van het groutlichaam [in kN/anker]
$\gamma_{F;A;gr}$	belastingeffect-factor rekenwaarde ankerkracht bij controle groutlichaam. Deze belasting-effect-factor dient te worden gebaseerd op Tabel A.1 in Bijlage A
$\gamma_{F;A;st}$	belastingeffect-factor rekenwaarde ankerkracht bij controle ankerstaaf. Deze belasting-effect-factor dient te worden gebaseerd op Tabel A.1 in Bijlage A
$\gamma_{b,str}$	schematiseringsfactor ankerkracht voor constructief falen [-], zie ook § 5.6
$F_{A,max,EEM}$	de maatgevende ankerkracht uit de EEM-analyse zoals conform § 6.2 vastgesteld in rekenstap 5 [in kN/anker]

11.9.3 Controle op spanningscapaciteit ankerstaaf

De rekenwaarde van de materiaalsterkte in de ankerstaaf moet conform deel 5 van de Eurocode 3 (NEN, 2012b) getoetst worden aan zowel de vloeispanning als de breuksterkte van de gebruikte staalkwaliteit voor de ankerstangen, rekening houdend met corrosie.

11.9.4 Controle op uittrekkraft ankerlichaam (SSI2)

De rekenwaarde voor de maximale ankerkracht $F_{A;gr;d}$ moet getoetst worden aan de rekenwaarde van de uittrekweerstand van het groutlichaam $R_{A;d}$:

$$F_{A;gr;d} \leq R_{A;d}$$

met:

$$R_{A;d} = \frac{R_{A;k}}{\gamma_{a;ULS}}, \quad R_{A;k} = \frac{(R_{a;m})_{min}}{\xi_{ULS}}$$

waarin:

$F_{A;gr;d}$	rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de gording en de grondmechanische draagkracht [in kN/anker]
$\gamma_{a;ULS}$	partiële factor = 1,35 [-] (NEN9997-1 tabel A.19)
$R_{A;k}$	karacteristieke waarde geotechnische weerstand groutlichaam [kN]
$R_{A;d}$	rekenwaarde uittrekweerstand ankerlichaam conform hoofdstuk 8 van de NEN 9997-1 (NEN, 2017a) [kN]
$R_{a;m}$	gemeten weerstand anker door middel van proefbelastingen [kN]
ξ_{ULS}	correlatiefactor = 1,00 [-], alle ankers worden beproefd (NEN9997-1 tabel A.20)

Bij de bepaling van de rekenwaarde van de uittrekweerstand op het ankerlichaam (van grout) $R_{A;d}$ conform de NEN 9997-1 dient rekening te worden gehouden met een reductie van de conusweerstand q_c

door de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden, zoals aangegeven in § 7.5.2.3 van deze PPL.

Tijdens de realisatie van de constructieve maatregel dient de uittrekweerstand van de ankers te worden gecontroleerd. De aan te houden verdeling van de controle en langeduurproeven is aangegeven in § 7.5.2.3. Voor een beschrijving van de verschillende beproevingswijzen (controle, geschiktheid (lange duur), bezwijken) ter bepaling van de houdkracht wordt verwezen naar hoofdstuk 7 van de CUR166.

In CUR166 wordt gesteld dat het verankeringslichaam tenminste 1 m onder de bovenzijde van de vaste zandlaag moet aanvangen, terwijl ter voorkoming van piping in een waterkering het groutlichaam juist 1 tot 2 m tot in de slappe lagen doorgezet moet worden (zie ook § 11.13.2). De bijdrage van deze extra meters groutlichaam aan de houdkracht mogen echter niet in rekening worden gebracht in het ontwerp.

11.9.5 Controle op ankeruitval

11.9.5.1 Bij verankerde doorgaande wanden

Er dient te worden geverifieerd of er bij het uitvallen van één anker voldoende herverdelingscapaciteit aanwezig is in het ontwerp, zodat niet de gehele constructie bezwijkt. Het constructieve ontwerp dient op ankeruitval te worden getoetst conform de NEN 9997-1 (NEN, 2017a). Dit betreft de herverdeling van de ankerkracht die in de EEM-analyse is berekend bij extreme hydraulische belasting zonder toepassing van partiële factoren op de karakteristieke grondsterkte (Rekenschema B, rekenstap 4, zie § 6.2). Bij deze toets zijn de belastingeffect-factoren op de snedekrachten gelijk aan 1,0. De modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$, die volgens Bijlage B.1 van toepassing is op de berekende ankerkrachttoename ΔF_{zb} conform de aangepaste CUR-methode, dient ook bij de toets op ankeruitval in rekening te worden gebracht.

De belasting op het uitgevallen anker moet gelijk worden verdeeld over de twee ankers aan weerszijden van het uitgevallen anker. Zoals hierboven aangegeven moet daartoe de ankerkracht in de eindige-elementenberekening worden afgelezen zonder toepassing van partiële factoren op de karakteristieke grondsterkte. Om rekening te houden met uitval moet deze afgelezen waarde vervolgens met 50% worden verhoogd.

$$F_{A,max;uitval} = 1,5 \cdot F_{A,max;EEM;stap_4}$$

De buitenste ankers van een constructie dienen apart te worden beschouwd, waarbij dubbele uitvoering tot de mogelijkheden behoort. Ook de gording dient deze belasting bij ankeruitval te kunnen opnemen en herverdelen, zie § 11.10.

11.9.5.2 Bij verankerde discontinue wanden

Ook bij verankerde discontinue damwanden dient te worden geverifieerd of er bij het uitvallen van één anker voldoende herverdelingscapaciteit aanwezig is in het ontwerp, zodat niet de gehele constructie bezwijkt. Hiervoor wordt verwezen naar § 11.9.5.1. Wel gelden er aanvullende eisen voor het ontwerp van de gording, zie § 11.10.2.

11.10 Controle gording (STR2)

11.10.1 Algemeen

Conform § 4.3 dient zowel bij de verankerde (dis)continue damwand als bij de onverankerde (dis)continue damwand een doorlopende gording te worden toegepast, zie ook § 5.8.2.

Voor het ontwerp van de gording wordt verwezen naar deel 5 van de Eurocode 3 (NEN, 2012b). Voor de rekenwaarde van de belasting op de gording moet de horizontale component van de ankerkracht uit de EEM-berekening conform Bijlage A.3.1 worden vermenigvuldigd met een belastingeffect-factor $\gamma_{F;A;gording} = 1,1$, waarbij gecorrigeerd mag worden voor de hoek met de ankers.

$$F_{A;gording;d} = \gamma_{F;A;gording} \cdot \gamma_{b;str} \cdot F_{A,max,EEM}$$

11.10.2 Controle op bezwijken gording bij discontinue verankerde damwanden

Bij stabiliteitverhogende damwanden met openingen (discontinue wanden) dienen de gordingen in staat te zijn om zakkingsverschillen tussen de damwandsecties op te nemen.

Deze situatie doet zich voor:

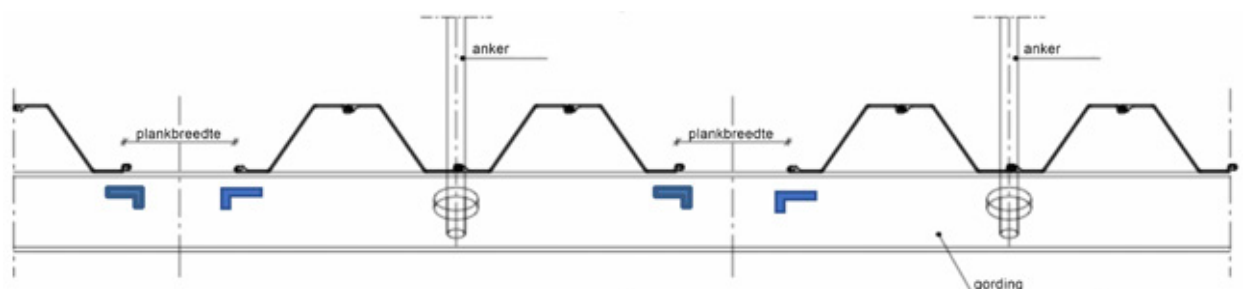
- tijdens het testen van het anker d.m.v. controleproeven/lange duur-proeven, zie § 7.5.2.3;
- bij ankeruitval. Zie § 11.9.5 voor de bij de voor controle op ankeruitval in rekening te brengen rekenwaarde voor de ankerkracht.

De gording wordt hierbij (ook) verticaal, dus in de zwakke richting belast. De totale constructie, de damwandsecties inclusief gording en verbindingen, dient in staat te zijn om bij alle belastinggevallen de combinatie van horizontale en verticale krachten op te nemen.

Omdat de gording aan de polderzijde wordt geplaatst, zullen de damwanden (bij belasten) tegen de doorlopende gording worden gedrukt. De gordingen dienen vormvast aan de damwand te worden verbonden, bij het anker zowel in horizontale als verticale richting en bij de uiteinden van de flenzen alleen in horizontale richting. In het hiernavolgende kader is een voorbeeld gegeven van de optredende belastingen op de gording.

Voorbeeld belastingen op gording

Per blok van 2 dubbele planken (geponst in de fabriek) wordt in dit voorbeeld een opening toegepast van 20% van de werkende breedte.



Figuur 11.2 In voorbeeld toegepaste discontinue wand

Uitgangspunt is dat de gording vormvast aan de damwand wordt verbonden, bij het anker zowel in horizontale als verticale richting en bij de uiteinden van de flenzen alleen in horizontale richting (om dit te realiseren worden extra steunpunten op de damwand bevestigd, zie ook Figuur 11.2). Daarnaast wordt verondersteld dat de damwanden in verticale richting per blok samenwerken. Dit wordt bereikt door een (te berekenen) koplus in de planknaden aan te brengen aan de bovenzijde van de wand.

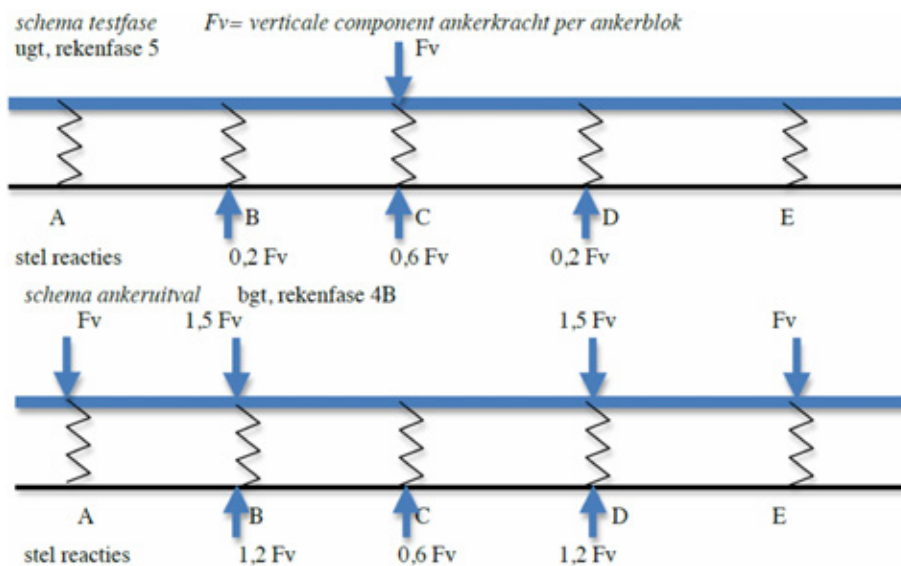
De doorgaande gording fungeert als verbinding tussen de damwandblokken. Bij verticale belasting ondergaan deze blokken een kopverplaatsing. De relatie tussen kracht en vervorming wordt uitgedrukt in een veerconstante in MN/m^1 . De twee te beschouwen belastingssituaties zijn:

- ankeruitval, zie voor de rekenwaarde van de ankerkracht § 11.9.5;
- de belastingen tijdens de testfase (controle- en langeduurproeven), zie § 7.5.2.3.

Beide belastingssituaties veroorzaken een verticale dwarskracht in de gording.

Voor de gordingberekening bij ankeruitval dient de combinatie van horizontale en verticale belastingen beschouwd te worden. Bij de controleproef is de verticale belasting maatgevend.

Aangehouden veerconstanten per damwandblok van circa 2,50 m: bij ankeruitval 50 à 100 MN/m^1 , bij de testfase 200 à 400 MN/m^1 . Uitgangspunt hierbij is een eindzakking van ongeveer 1 cm in geval van ankeruitval, voor de testfase 2 à 3 mm zakking.



Figuur 11.3 Schematische weergave verdeling verticale ankerkracht per ankerblok uitgaande van de testfase (boven) en uitgaande van ankeruitval (onder). Voor de rekenfasering wordt verwezen naar hoofdstuk 6.

Zoals blijkt uit Figuur 11.3 wordt in geval van de testfase verondersteld dat de belasting wordt verdeeld op de damwandblokken B, C en D. Hierdoor ontstaat er een moment in het liggerdeel (A) BCD(E). De werkelijke krachtsverdeling volgt uit de verhouding van de liggerstijfheid en de veerwaarden van de steunpunten (damwandblokken).

Bij de ankeruitval is eveneens aangegeven hoe de krachten zijn verdeeld over de damwandblokken B, C en D. Doordat punt C niet zakt en de naastgelegen punten wel, ontstaat er een moment in het liggerdeel (A)BCD(E). Ook hier volgt de werkelijke krachtsverdeling uit de verhouding van de liggerstijfheid en de veerwaarden van de steunpunten.

Bij afwijkende configuraties van de damwandblokken en de openingen wordt aanbevolen om bij het vaststellen van de veerwaarden uit te gaan van vergelijkbare waarden van de in het voorbeeld genoemde zakkingen bij ankeruitval en bij de testfase.

11.10.3 Controle op bezwijken gording bij discontinue onverankerde damwanden

Bij discontinue onverankerde damwanden zijn doorlopende gordingen vereist, die vormvast aan de damwandblokjes worden bevestigd, zie ook § 5.8.2. Bij de discontinue damwand beperkt de doorlopende gording de torsie van de randplanken.

Door verschillen in eigenschappen van de bodem zal de bovenkant van de onverankerde damwandblokjes onder extreme belastingcondities verschillend vervormen. Bij het ontwerp van de gording van de discontinue onverankerde damwand wordt daardoor verondersteld dat er vervormingsverschillen tussen de onderlinge damwandblokjes zullen ontstaan.

Het ontwerp van de gording kan op twee verschillende manieren worden uitgevoerd.

Methode 1

Bij het ontwerp van de gording dient er gerekend te worden met een initieel verschil in kopverplaatsing van 50% van de vastgestelde horizontale vervorming van de kop van de damwand (rekenstap 4b), inclusief modelfactor $\gamma_{d,vervorming}$ van 1,3, tussen 2 naast elkaar staande damwandblokken. Het verschil in verplaatsing veroorzaakt een moment in de gording. Voor de horizontale verende ondersteuning door de damwand geldt een veerconstante van 1000 kN/m². De waarde van deze veerconstante is gebaseerd op de NVN 6724 (NVN, 2001). Deze veerconstante geeft de verplaatsing (m) als gevolg van een lijnlast (kN/m) aan. Bij toepassing van een plankverdeling zoals aangegeven in het voorbeeld in § 11.10.2 (2 dubbele planken plus een opening) zal een HE 140B als gording praktisch in alle gevallen voldoen.

Bij aanwezigheid van een verkeersbelasting dient tevens aangetoond te worden, dat de gording deze belasting kan herverdelen, conform de aanwijzingen in § 13.7.4.1, waar wordt uitgegaan van een verend ondersteunde ligger met 2 aslasten.

Methode 2

Zie § 11.10.4.

11.10.4 Controle op bezwijken gording bij continue onverankerde damwanden

Bij onverankerde doorgaande damwanden zijn ook gordingen noodzakelijk. Door het aanbrengen van een doorlopende gording vindt er herverdeling plaats van de krachten in de constructie en zal de gording tevens bij plaatselijk vervormen van de wand verschillen in uitbuiging haaks op de damwand beperken.

Aangezien de horizontaalkracht op gordingniveau feitelijk nul is, kan via verschillen in belasting geen moment vastgesteld worden. Bij het ontwerp van de gording dient gerekend te worden met een initieel verschil in kopverplaatsing van 50% van de vastgestelde horizontale vervorming van de kop van de damwand (rekenstap 4b (inclusief modelfactor $\gamma_{d,vervorming}$ van 1,3), waarbij rekening moet worden gehouden met de rotatie die ontstaat bij het optreden van ca. 4 cm kopverplaatsing per m' damwand. Het verschil in verplaatsing veroorzaakt een moment in de gording. De kopbalk wordt door de damwand horizontaal verend ondersteund gerekend met een veerwaarde van 1000 kN/m² (minimum waarde gebaseerd op (NVN, 2001). Rekentechnisch zal een HE 140B, met staalkwaliteit S355, als gording praktisch in alle gevallen voldoen voor genoemde belastingen. Zie Bijlage E voor een rekenvoorbeeld.

Bij aanwezigheid van verkeersbelasting dient tevens aangetoond te worden dat de gording deze belasting kan herverdelen conform de aanwijzingen in § 13.7.4.1. In deze aanwijzingen wordt uitgegaan van een verend ondersteunde ligger met 2 aslasten.

11.11 Bevestiging ankers en damwand

Onder invloed van (autonome) zettingen kunnen, op plaatsen waar de meebewegende ankerstang klem komt te zitten, de buigspanningen in de ankerstang hoog oplopen en zelfs tot breuk leiden. De ankerkoppen moeten daarom scharnierend aan de damwand worden bevestigd. Waar de ankerstang door de damwand wordt geleid moet om die reden ook voldoende bewegingsruimte worden gecreëerd.

In verband met de eventuele invloed van autonome zettingen op de ankerstangen (die in de tijd tot een verhoging van de ankerkracht kan leiden) bij een verankerde wand wordt er geadviseerd om de ankers bij het plaatsen te voorzien van een beperkte voorspankracht van 10-15 % van de ontwerpwaarde.

11.12 Vervormingstoets

De controle op vervormingen door hoogwaterbelasting en daarbij eventueel aanwezige verkeersbelasting moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.4 van deze PPL en conform § 3.4.8 van de PPE.

11.13 Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp

11.13.1 Inleiding

Bij de uitwerking van een constructieve maatregel in de waterkering dient ook te worden stilgestaan bij ongunstige bijeffecten, die het waterkerende vermogen negatief kunnen beïnvloeden. Dit betreft zowel risico's tijdens het installeren van de constructie als risico's die tijdens de levensduur van toepassing kunnen zijn. Het is belangrijk dat de constructie gerealiseerd kan worden zonder dat dit te veel negatieve invloed heeft op het waterkerend vermogen en de omgeving; zie verder hoofdstuk 8.

11.13.2 Kwel langs ankerstaaf

Bij constructieve maatregelen bestaat de mogelijkheid dat, door het vervormen van grond en constructie, lekwegen kunnen ontstaan tijdens de levensduur van de constructie. Dit speelt bijvoorbeeld bij verankerde constructies. Doordat de grond beweegt ten opzichte van de ankerstangen kan holle ruimte ontstaan onder de ankerstangen. Wanneer deze holle ruimte zich doorzet tot (bijna) de zandlagen, waar een hoger potentiaal aanwezig is (afhankelijk van de rivierwaterstand), bestaat de mogelijkheid dat er ook in die holle ruimten een hogere potentiaal ontstaat. Dit kan mogelijk leiden tot kwel bij de ankerkop. Effecten van deze kwel kunnen zijn:

- ontstaan van natte plekken;
- stijging van de freatische lijn;
- piping.

Om het kwelrisico te beperken wordt aanbevolen om de onderste 1 tot 2 m van de holocene lagen af te dichten langs de ankerstaaf. Een volledige afdichting langs de ankerstaaf met grout vergroot de ankerdiameter, waardoor de ankers zwaarder worden belast door zakkende grond. Hiermee dient al in het ontwerp rekening te worden gehouden. De afdichting kan ook worden gerealiseerd door bijvoorbeeld vanaf de bovenkant van het zand, tijdens het trekken van de boorbuis, te injecteren met bentoniet. De doorlatendheid van het afdichtende materiaal dient in dat geval in overeenstemming te worden gebracht met die van de cohesieve grondlagen.

Naast het afdichten van de holle ruimte rond het anker kan eventueel kwelwater dat op termijn via de ankers naar boven stroomt, ook worden opgevangen met een drainagevoorziening die in lengterichting van de damwand wordt gemaakt, eventueel in verband met het maken van openingen in de damwand-

constructie. Als dat noodzakelijk blijkt, bestaat eventueel de mogelijkheid om deze drainagevoorziening (op termijn) aan te sluiten op de waterhuishouding van de polder.

11.13.3 Beïnvloeding geohydrologische situatie

Zie § 5.4.2 voor de mogelijke invloed van het aanbrengen van de constructie op de in rekening te brengen waterspanningen tijdens dagelijkse en maatgevende omstandigheden.

11.14 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor stalen damwanden zullen in deze paragraaf worden behandeld.

11.14.1 Algemeen

Er bestaat veel ervaring met het inbrengen van stalen damwandprofielen. Dat kan door middel van trillen, heien, drukken of resoneren. Elk van deze methoden heeft specifieke beperkingen en nadelige effecten. De inbrengwijze van de damwanden dient al vroegtijdig in het ontwerpproces te worden beschouwd. Dat is nodig omdat de omgevingsbeïnvloeding bepalend kan zijn voor de positionering van de damwand in de dijk, en omdat de inbrengmethode invloed kan hebben op de berekening en de inbrengmethode bepalend kan zijn voor het haalbare puntniveau.

Voor de uitvoering van damwanden is NEN-EN 12063 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Damwanden (NEN, 1999) beschikbaar. In dat document is aangegeven welke informatie beschikbaar moet zijn voor aanvang van de uitvoering. Zie ook § 2.6 in deel 2 van CUR166. Daarnaast is er het handboek Hei- en trilbaarheid van palen en damwanden, waarin dit onderwerp in meer detail is behandeld (CURnet SBR, 2017).

Voor de invloed van het inbrengen van de damwand wordt verwezen naar § 5.3 in deel 2 van CUR166. Daar wordt uitgebreid ingegaan op de installatie van damwanden en de uitvoering van damwandconstructies. Zoals aangegeven in § 9.3.3 in deel 1 van CUR166, is er een ervaringsdatabase beschikbaar bij Deltares (www.geobrain.nl). Deze ervaringsdatabase bevat veel trillingsmetingen van dijkversterking Nederlek, Krimpenerwaard, waar over een lengte van ca. 4 km van de dijk damwanden zijn ingebracht. Deze damwanden zijn toegepast als stabiliteitverhogende schermen en zijn met name gesitueerd in de zone tussen de binnenkruin en de binnenteen van de dijk. Recenter is de rapportage CURnet SBR, 2017 uitgebracht.

Bij het inbrengen van damwanden moet rekening worden gehouden met eventuele omgevingsbeïnvloeding. Ook dient daarbij rekening te worden gehouden met de grenswaarden voor trillingen zoals aangegeven in de SBR-richtlijn (SBRCURnet, 2017), tenzij anders is voorgeschreven. Het gaat daarbij zowel om de grenswaarde voor directe schade door trillingen als om de grenswaarde voor zettingen als gevolg van verdichting door trillingen. Zie verder § 7.3.

11.14.2 Voorbereiding van de uitvoering

Het definitieve ontwerp moet worden doorvertaald naar een uitvoeringsplan. Bij voorkeur wordt de uitvoerende partij daarbij betrokken. In het uitvoeringsplan worden de verschillende fasen van de uitvoering vastgelegd, zie ook hoofdstuk 5 in deel 2 van CUR166 en § 7.5.1 in deze PPL. Detailleringen zoals behandeld in § 5.1.3 in deel 2 van CUR166 verdienen de nodige aandacht in het uitvoeringsplan. Algemene richtlijn voor de uitvoering van grondankers zijn gegeven in NEN-EN1537 (NEN, 2013).

11.14.3 Trillingreducerende maatregelen

Het inbrengen van stalen damwanden kan schade door trillingen veroorzaken. Om het risico op schade te verminderen en/of om onder de voor het project geldende grenswaarden de damwanden in te kunnen brengen, kunnen maatregelen worden genomen. De mogelijkheid bestaat om de trilling te beïnvloeden door bijvoorbeeld:

- de pakking van het zand losser te maken door vooraf ter plaatse van de sloten voor te boren door middel van een avegaar;
- de wateroverspanning in de grond te verhogen met behulp van het toevoegen van water (fluïderen, zie ook § 5.4.11 in deel 2 van CUR166). In de waterkering dient er te worden uitgegaan van een maximum debiet van 30-50 liter per minuut om te voorkomen dat er zandmeevoerende wellen kunnen ontstaan langs de damwand. Daarnaast wordt het afgeraden om te fluïderen in het slappe lagenpakket, omdat dit tot uitspoeling van grond kan leiden, waardoor er ruimte wordt gemaakt voor het optreden van kwel en voor het kunnen ontstaan van zandmeevoerende wellen langs de damwand.

Uit ervaringen in dijkversterkingsprojecten is gebleken dat de genoemde trillingreducerende maatregelen een drastische invloed kunnen hebben op de conusweerstand in het zand. Er kan sprake zijn van een reductie van zo'n 50-60% van de conusweerstand in het zand (Land+Water, 2008). Daarom wordt aanbevolen om voorafgaand aan de realisatie van een trillingreducerende maatregel een pilot te doen op de betreffende locatie, om vast te stellen hoeveel invloed de maatregel heeft op de trilling en op de eigenschappen van het zand. Het is belangrijk dat een eventuele negatieve beïnvloeding op de eigenschappen van de grond al in de ontwerpfase wordt meegenomen. Ook dient er speciaal op te worden gelet dat langs de damwand geen zandtransporten plaatsvinden.

Tabel 11.1 bevat aanbevelingen voor de manier waarop de mogelijke invloed van de maatregel in de ontwerpfase kan worden meegenomen. De critical state-wrijvingshoek ϕ_{cs} (rekenwaarde) in het zand wordt niet aangepast, omdat de pakking van het zand geen of nauwelijks invloed heeft in deze fase. Wel dient in een zone rondom de damwand de invloed op een reductie van de stijfheid in het zand te worden beschouwd. Ook dient de invloed van een verlaging van de wandwrijving langs de damwand (R_{inter}) in het zand te worden beschouwd.

Tabel 11.1 Te reduceren ontwerpwaarden voor zandstijfheid en wandwrijving bij toepassing van trillingreducerende maatregelen

Maatregel	Invloedsbreedte uit damwand (beide zijden) [m]	Reductie zandstijfheid	Reductie wandwrijvingsfactor R_{inter}
Vorboren met avegaar	3 x diameter avegaar (in zand)	50%	50%
Trillend /drukkend inbrengen m.b.v. fluïdatie	De inbeddingsdiepte van de wand in het zand	50%	50%

Omdat op voorhand niet bekend is of de compensatie in de stijfheid en in de sterktereductiefactor R_{inter} van het zand zal leiden tot een afname of een toename van de snedekrachten in de damwand, wordt aanbevolen om in het ontwerp zowel rekening te houden met zowel wel als geen compensatie in het zand. Dit geldt voor alle rekenfaseringen in EEM, zie ook hoofdstuk 6. De damwand dient te worden ontworpen uitgaande van het scenario dat tot het zwaarste ontwerp leidt. Na de realisatie dient de

opgetreden beïnvloeding te worden vastgesteld op basis van aanvullende sonderingen. Er moet worden geverifieerd dat de beïnvloeding niet groter is dan verondersteld tijdens de ontwerpfase.

Het inbrengen van plankdelen door middel van spuiten, waarbij een relatief lage druk en veel water wordt toegepast, is niet toegestaan bij het inbrengen van damwanden in de waterkering. Bij spuiten wordt de horizontale gronddruk op de damwand namelijk erg onzeker en kunnen tijdens het inbrengen bovendien zandmeevoerende wellen langs de damwand ontstaan.

Voor de definitie van het spuiten wordt verwezen naar § 5.4.11 in deel 2 van CUR166. In de waterkeringen wordt al over het spuiten gesproken bij het toepassen van grotere hoeveelheden dan 50 liter per minuut, omdat voorkomen moet worden dat er zandtransporten naar het maaiveld plaatsvinden. Als dat gebeurt, zal er namelijk blijvende overlast van kwel zijn en is er een gevaar dat zandmeevoerende wellen ontstaan langs de damwand tijdens WBN. Ook zal door het verdwijnen van zand uit de ondergrond de horizontale druk op de damwand afnemen.

11.14.4 Beïnvloeding macrostabieleit tijdens de uitvoering

Bij het inbrengen van stalen damwanden dient er rekening mee te worden gehouden dat de stabiliteit van de bestaande dijk beïnvloed kan worden. Dit is van belang omdat stabiliteitsverlies van het dijklichaam kan optreden, met name bij het intrillen van damwanden. Conform 5.4.14 in deel 2 van de CUR166 kan stabiliteitsverlies van het dijklichaam ontstaan door twee mechanismen:

- het ontstaan van wateroverspanningen;
- meervoudige kortdurende instabiliteit als gevolg van trillingen.

Uiteraard moet ook met het gewicht van het materieel rekening worden gehouden.

Zie § 7.2 voor de veiligheidseisen die tijdens de uitvoering moeten worden gesteld.

11.14.5 Omgevingsbeïnvloeding

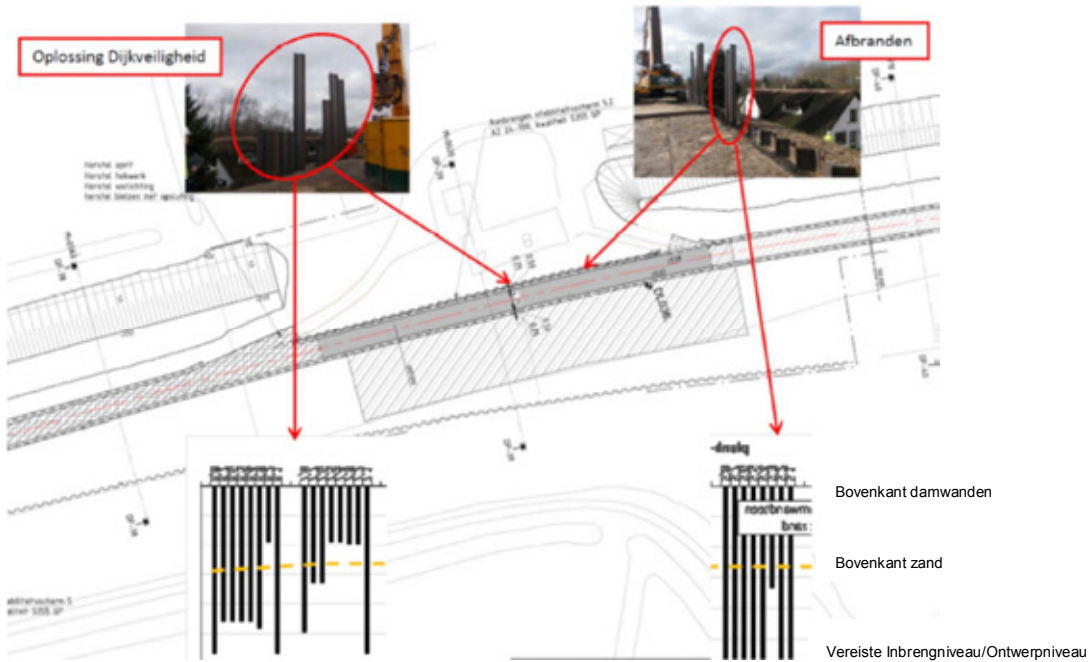
Het inbrengen van stalen damwanden kan invloed hebben op objecten in de omgeving, in de vorm van trillingen, verzakkingen of vervormingen. Mitigerende maatregelen bij het inbrengen zijn mogelijk. Monitoring van vooraf geselecteerde objecten tijdens de installatie is van essentieel belang om tijdig te kunnen ingrijpen bij overschrijdingen van grenswaarden, zie ook § 7.3.

11.14.6 Verificatie op uitvoeringsafwijkingen

Bij het realiseren van een (on)verankerde stalen damwand dient tijdens de uitvoering te worden vastgesteld of de constructie wordt geïnstalleerd conform het uitvoeringsplan (zie ook § 7.5). Het betreft o.a. de volgende punten.

- Er dient te worden geverifieerd of de damwandplanken op diepte worden geïnstalleerd, inclusief het correcte type en de correcte staalkwaliteit. Als de damwanden niet op diepte worden gebracht, moeten de planken aan de bovenkant worden afgebrand, zie ook Figuur 11.4. Daarnaast moet worden vastgesteld of een kortere inbrengdiepte van de damwand(en) invloed heeft op de vereiste veiligheid van de constructie. Eventuele negatieve beïnvloeding dient te worden hersteld.
- Bij het aanbrengen van discontinue damwanden moet gecontroleerd worden of de openingen in de wand conform het uitvoeringsplan zijn aangehouden.
- Ook dient er controle plaats te vinden van de detailleringen van de installatie en bevestiging van de gording en de eventuele ankerconstructie (scharnierende bevestiging en voldoende doorbuigingsvrijheid), zie ook § 7.5.2.2.

- Bij damwanden met openingen (discontinue wanden) is een belangrijke detaillering het invullen van hoe het damwand-profiel gepositioneerd moet worden. De damwandsecties en de doorgaande gording bij de verankerde damwand moeten worden geplaatst zoals weergegeven in Figuur 5.5. De uiteinden van de flenzen direct naast de openingen dienen vormvast aan de gording te worden vastgemaakt.
- Bij doorgaande en discontinue damwanden is altijd toepassing van een gording vereist.



Figuur 11.4 Voorbeelden van inbrengniveau damwanden in de praktijk, waaruit blijkt dat nadere verificatie van het voldoen aan de vereiste veiligheid van de 'as built'-constructie nodig is

11.14.7 Verificatie op de gerealiseerde sterkte

De meeste constructieve elementen kunnen niet worden proefbelast na de realisatie. Een uitzondering hierop vormen trekelementen in de dijk, bijvoorbeeld anker-elementen. Bij het toepassen van trekankers in een primaire waterkering geldt de regel dat alle ankers dienen te worden gecontroleerd door middel van controleproeven en daarnaast bovendien een deel door middel van langeduurproeven. Zoals gesteld in § 7.5.2.3 moet bij het uitvoeren van de proeven rekening worden gehouden met het ontbreken van hoge waterspanningen tijdens de WBN-belasting en moet daarom worden uitgegaan van een verhoging van de rekenwaarde van de maximale ankerkracht $F_{A;gr;d}$ die in § 11.9.4 is gedefinieerd. Zie verder ook § 7.5.2.3 voor de aan de uitvoering van deze proeven gestelde eisen.

Het inbrengen van de stalen damwand kan een negatieve invloed hebben op de eigenschappen van de ondergrond. Dit geldt zeker bij het lossen van de pakking van het zand door vooraf te boren of door de damwanden in te brengen door de waterspanning in de grond hoog te houden met behulp van het toevoegen van water (fluïderen). De eventuele negatieve beïnvloeding door deze maatregelen dienen vooraf in rekening te worden gebracht in het ontwerp, zie ook § 11.14.3. De eventuele beïnvloeding dient achteraf te worden vastgesteld door middel van aanvullende sonderingen. Ook moet er bij het toevoegen van water tijdens de uitvoering speciaal op worden gelet dat er geen zandtransporten plaatsvinden langs de damwand.

11.15 Aspecten tijdens de gebruiks- en instandhoudingsfase

Langsconstructies zoals (on)verankerde damwanden worden meestal ontworpen voor een gebruiksperiode van 100 jaar. Het ontwerp dient daarom zoveel mogelijk rekening te houden met aspecten die van belang zijn voor het functioneren van de constructie gedurende deze periode. Het gaat daarbij onder andere om door bodemdalingen veroorzaakte veranderingen in de hoogte van de kruin en van het achterland en om veranderingen in het polderpeil. Maar ook aspecten zoals materiaaldegradatie (bij staal betreft dit corrosie), die van invloed zijn op de sterkte van de constructie, dienen in rekening te worden gebracht bij het ontwerp van een langsconstructie.

De constructie zal onder meer belast gaan worden door het optreden van bodemdalingen en door het steeds veranderende rivierregime. Dit leidt tot het deformeren van zowel de grond als het staal. Voor de veiligheidstoetsing van de dijk is het van belang de bodemdaling vast te stellen. Het gaat om de bodemdaling van zowel de kruin als het achterland. Als de bodemdaling groter dreigt te worden dan verondersteld in het ontwerp, moet worden onderzocht of dit negatieve consequenties kan hebben voor het functioneren van de constructie. Dit geldt ook voor eventuele latere ophogingen van de kruin die niet zijn voorzien in het ontwerp.

Het vastleggen van opgetreden waterstanden (en eventueel waterspanningen) kan van belang zijn bij de beoordeling van de dijk inclusief eventueel aanwezige constructies en voor eventuele uitbreidingsmogelijkheden in de toekomst. Deze waterstanden worden centraal bijgehouden door RWS.

Daarnaast is het bij het toepassen van damwanden in dijken een aanbeveling om steeds terugkerende inspecties uit te voeren tijdens de levensduur van de constructie. Deze inspecties dienen om vast te stellen of de constructie voldoende functioneert en nog voldoende veilig zijn functie kan blijven vervullen. Aangezien de meeste damwandconstructies onder de grond zijn verwerkt, is het lastig om inzicht te krijgen in het functioneren van de constructie over de gehele lengte van de constructief versterkte dijk. De bovenkant van een constructie openmaken over een geheel damwandtraject veroorzaakt veel onrust en overlast bij de bewoners langs dat traject. Daarom is het toegestaan de inspecties uit te voeren door daarvoor op een aantal locaties langs het traject lokaal een put te maken. De inspecties dienen bij voorkeur plaats te vinden op de locaties waar de grootste bodemdalingen zijn opgetreden en/of waar verdachte scheurvorming in dijk of talud is vastgesteld.

Speciale aandachtspunten bij inspectie van het functioneren van damwanden zijn o.a.:

- a. het functioneren van de ankerconstructie en de verbindingen tussen ankers en damwand;
- b. het functioneren van de doorgaande gording;
- c. de mate van corrosie die is opgetreden.

Ad a. Bij inspecties dient er speciaal op gelet te worden dat de scharnierende functie bij de ankerkop aanwezig is en dat de ankers bij de doorkruising van de damwand niet worden belemmerd in hun functioneren. Als de ankerstaaf door het deformeren van de constructie op harde onderdelen gaat hangen, kan dit leiden tot een vroegtijdige breuk van de ankers. Ook moet het goed functioneren van de verbindingen van eventuele ankerstoel en ankerplaat worden gewaarborgd.

Ad b. Voor de herverdeling in de constructieve elementen is het essentieel dat de doorgaande langsgording goed functioneert. Bij de inspectie dient er daarom op worden gelet of de verbindingen tussen damwand, ankers en gording goed functioneren. Dit betreft meestal lasverbindingen en/of bouten die zorgen voor de overdracht tussen de constructieve onderdelen. Bij discontinue wanden moet speciaal worden gelet op de verbindingen tussen damwand en gording direct naast de openingen.

Ad c. Gedurende de levensduur treedt degradatie op van het staal. Door corrosievorming neemt de dikte van het staal af. Daarom moet bij de inspecties worden gelet op corrosieontwikkeling bij alle stalen onderdelen. Wordt de in het ontwerp aangehouden corrosiemaat overschreden, dan moet worden vastgesteld of dit invloed heeft op de aan de constructie toegekende waterveiligheid.

Conform het Rijkswaterstaat-rapport over corrosietoeslag bij damwanden (Rijkswaterstaat, 2015) is het niet noodzakelijk om testplanken te slaan bij iedere nieuw aan te leggen damwand, gezien de ruime marge tussen wat maximaal verwacht kan worden aan corrosie en de waarden van de toeslag in de nieuwe methode. In uitzonderlijke situaties, met name bij een lage pH-waarde van bodem en grondwater in bijvoorbeeld buitendijkse gebieden, kan het wenselijk zijn testplanken te slaan. Maar ook met het oog op toekomstige discussies over de levensduurverlenging van de constructie.

Op basis van informatie over corrosieontwikkeling van deze testprofielen gedurende de levensduur van de damwanden kan de daadwerkelijk opgetreden corrosie worden vastgesteld. Zie ook het voorgenomde Rijkswaterstaat-rapport (Rijkswaterstaat, 2015). Voor het plaatsen van testplanken binnen een dijkkring wordt verwezen naar het protocol over het prepareren en slaan van testplanken (Rijkswaterstaat, 2016).



12 Boorpalenwand

12.1 Inleiding

Dit hoofdstuk gaat nader in op het ontwerp en de toepassing van wanden die bestaan uit al dan niet verankerde, niet-overlappende boorpalen, doorverbonden door middel van een gording. De inhoud van dit hoofdstuk geldt grotendeels ook voor de traditionele configuratie, waarin overlappend aangebrachte boorpalen samen een dichte wand vormen. De verschillen worden expliciet aangegeven.

12.2 Principe

Bij de traditionele toepassing van een palenwand worden de boorpalen overlappend aangebracht. Onder een palenwand wordt in dit hoofdstuk echter ook verstaan: een wand bestaande uit niet-overlappende boorpalen, waarbij tussen de afzonderlijke palen opzettelijk nog grond zit (de hart-op-hartafstand is dus groter dan de diameter).

Een palenwand ontstaat door palen op een kleine afstand van elkaar te plaatsen in de lengterichting van een dijk. Een dergelijke palenwand verhoogt de macrostabiliteit van het buiten- of binnentalud (al dan niet met opdrijven) aanzienlijk. Om de dwarskrachten op de palenwand af te dragen, dienen de palen tot in het vaste pleistocene zand geplaatst te worden. Eventueel komt er ook een verankering aan de bovenzijde van de wand. De palen worden over de volledige hoogte voorzien van wapening.

De palen worden geboord, zodat dit type langsconstructie als trillingsarm kan worden beschouwd. De ervaring leert dat de meeste trillingen ontstaan door het verplaatsen van de boorstelling.

De beschouwing hierna gaat uit van boorpalen waarin de wapening is aangebracht voordat het beton is gestort. Daarbij moet dus met een tijdelijke (of permanente) steunbuis ofwel 'casing' worden gewerkt, of het boorgat moet met een steunvloeistof worden gestabiliseerd. Paalsystemen waarbij de wapening na het storten wordt ingebracht, mogen voorsnog niet worden toegepast, omdat het onzeker is of de wapening over de vereiste hoogte (of lengte) kan worden ingebracht.

Uit kostenoverweging worden in de grond gevormde, betonnen palen met een grote diameter toegepast, en geen stalen buispalen. De palen aanbrengen kan met een grondverdringend of grondverwijderend systeem. Bij een grondverdringend systeem wordt de hulpbuis voorzien van een verloren stalen schroefpunt, die de grond zijdelings wegperst. Bij een grondverwijderend systeem wordt de stabiliteit van het boorgat verzekerd met behulp van een tijdelijke open stalen hulpbuis, of door toepassing van een bentoniet suspensie in het open boorgat (overeenkomstig de diepwandtechniek, zie hoofdstuk 13). In § 12.10 wordt nader ingegaan op de uitvoering en de toepassing van steunvloeistoffen. Na het afhangen van de wapening in het open boorgat wordt de paal met beton afgestort, waarna de hulpbuis weer wordt getrokken. Moet de palenwand verankerd worden, dan dienen de paalkoppen in een doorgaande (betonnen) gording opgenomen te worden. In de gording wordt vervolgens de verankering aangebracht.

Bij de dijkversterking Bergambacht-Schoonhoven (BAS) is in 2011 een grondverdringend paalsysteem toegepast bij het maken van de palen in de kruin van de dijk. Het grondverdringende effect in de slappe grondlagen heeft toen geleid tot schade aan bebouwing (horizontale deformaties van grond en belendingen). Daarom is overgestapt op een diepwandvariant. Bij de dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovens veer (KIS) is een grondverwijderende boortechniek gebruikt waar de grond met een emmerboor binnen een tijdelijke casing werd verwijderd.

12.3 Overzicht van toe te passen controles

De maximaal toelaatbare faalkans voor de drie afzonderlijke faaloorzaken (geotechnisch, constructief, eventuele grond-constructie-interactie) moet worden bepaald conform § 4.2.

Voor het geval van een al dan niet verankerde palenwand worden de volgens § 4.6 uit te voeren ontwerp-controles uitgewerkt in de volgende paragrafen.

§ 12.5.1 Geotechnische stabiliteit (GEO1)

§ 12.5.2 Snijden (GEO2)

§ 12.6 Verticaal evenwicht (SSI1)

§ 12.7.2 Constructieve sterkte wand (STR1): rekenwaarde buigend moment

§ 12.7.3 Constructieve sterkte wand (STR1): rekenwaarde normaalkracht

§ 12.7.4 Scheurwijdte

§ 12.7.5 Constructieve sterkte ankerstang en gording (STR2), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker

§ 12.7.6 Idem

§ 12.7.7 Uittrekkraft anker (SSI2), rekening houdend met uitval van een enkel naastliggend anker

§ 12.8 Vervormingen door hoogwaterbelasting

In Bijlage A.3.5 zijn de toe te passen belastingeffect-factoren en constructieve materiaalfactoren weergegeven voor een discontinue wand bestaande uit niet-aangesloten boorpalen.

Verder gelden in relatie tot de voorgaande algemene hoofdstukken de volgende eisen.

- Conform § 4.8.3 is naast een 2D-analyse ook een vergelijkende 3D-analyse nodig wanneer:
 - de h.o.h.-afstand groter is dan $2xD$;
 - de afstand tussen de onderlinge elementen groter is dan 1 m.
- Verankerd: de palen moeten conform § 4.3 worden verbonden door een doorgaande gording, over het algemeen een betonnen kesp, ten behoeve van herverdeling in het systeem.
- Onverankerd: om bij uitval van palen herverdeling mogelijk te maken moeten de palen conform § 4.3 worden verbonden door een doorgaande gording in de vorm van een deksloof, zie § 12.7.6.

§ 12.9 beschrijft de benodigde aanvullende maatregelen en controles ter preventie van ongewenste neveneffecten. In § 12.10 komen ten slotte de benodigde uitvoeringscontroles aan de orde.

12.4 Schematisering buigstijfheid

Zie § 5.10.4 voor de modellering van de buigstijfheid in de eindige-elementenberekening, onder invloed van scheurvorming. Wanneer de palen los van elkaar staan is het toelaatbaar om rekening te houden met een gereduceerde equivalente buigstijfheid van de paal, zoals aangegeven in § 5.8.1.

12.5 Toets geotechnische aspecten (GEO)

12.5.1 Macro-instabiliteit (GEO1)

De beoordeling van geotechnisch falen door macro-instabiliteit (GEO1) is voor een boorpalenwand gelijk aan een stalen damwand. Derhalve wordt verwezen naar § 11.5.

12.5.2 Snijden (GEO2)

Bij niet-overlappende boorpalen (doorverbonden met doorlopende gording) moet op snijden (GEO2) worden getoetst conform § 4.8.3.

12.6 Verticaal evenwicht (SSI1)

Voor het uitvoeren van de toets op verticaal evenwicht wordt verwezen naar § 11.6. Het verticale draagvermogen van de boorpaal is meestal ruim voldoende in verband met de grotere diameter van de paal.

12.7 Constructieve toets (STR1)

12.7.1 Algemeen

Het ligt voor de hand dat een constructeur, met behulp van een constructief rekenpakket, de doorsnedecontroles uitvoert en daarbij ook de wapening bepaalt. Een optimaal resultaat wordt bereikt als er nauwe afstemming plaatsvindt tussen het geotechnische en het constructieve ontwerp.

In het navolgende wordt gebruikgemaakt van de volgende normen.

- NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2016: Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen, plus Nationale Bijlage (NEN, 2016)
- NEN-EN 1536+A1: Uitvoering van bijzonder geotechnische werk – Boorpalen (NEN, 2015b)
- NEN-EN 12699 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Verdringingspalen (NEN, 2015a)

Op grond van voorgenoemde normen dienen de volgende uitgangspunten gehanteerd te worden.

- NEN-EN 1992-1-1 Art. 2.4.2.5: voor in de grond gevormde palen zonder permanente casing wordt een bijkomende partiële veiligheidsfactor van 1,1 op de sterkte van het beton toegepast. Deze factor is alleen van belang voor de toetsing en niet voor de eindige-elementenberekening (geen invloed in rekening brengen op het $M-N-\kappa$ diagram).
- NEN-EN 1992-1-1 Art. 2.3.4.2.: voor in de grond gevormde palen zonder permanente casing dient de rekendiameter gereduceerd te worden:
 - als $d_{nom} < 400$ mm $d = d_{nom} - 20$ mm
 - als $400 \leq d_{nom} \leq 1000$ mm $d = 0,95 * d_{nom}$
 - als $d_{nom} > 1000$ mm $d = d_{nom} - 50$ mm
- NEN-EN 1536: de nominale betondekking bij palen met een voerbuis, waarbij de wapening voor het trekken van de voerbuis wordt geplaatst, bedraagt 50 mm bij palen met een diameter kleiner dan 0,60 m en 60 mm bij palen met een diameter groter dan 0,60 m.
- In verband met het kunnen plaatsen van de wapeningskorf dient de dekking op de beugels groot genoeg te zijn. Van belang zijn:
 - wanddikte van de casing
 - eventuele verjonging van de casing (verloop in diameter)
 - tolerantie plaatsing wapening (vuil aan de buis)
 - tolerantie fabricage wapening
- Minimum wapening conform NEN-EN 1536:
 - palen $< 0,5$ m² $> 0,5\%$ van de betonsectie
 - $0,5$ m² $< x < 1$ m² > 2500 mm²
 - palen > 1 m² $> 0,25\%$ van de betonsectie
- In de NEN-EN 1992-1-1 staan in § 9.8.5 enkele regels vermeld voor de nodige langswapening. De titel van de paragraaf betreft boorpalen, maar de paragraaf komt niet overeen met de uitvoeringsnorm NEN-EN 1536+A1. De uitvoeringsnorm dient aangehouden te worden.
- Tussenafstand langswapening tussen de 100 mm en 400 mm.
- NEN-EN1536 art.7.5.2.7; indien van een toeslagmateriaal gebruik wordt gemaakt kleiner dan 20 mm, mag de minimale tussenafstand 80 mm bedragen.

- Diameter beugels minimum $\frac{1}{4}$ van de diameter van de langswapening.
- NEN-EN 1992-1-1+C2/NB: langetermijncoëfficiënt $\alpha_{cc} = 1,0$.

12.7.2 Rekenwaarde buigend moment in de wand

Voor de rekenwaarde van het maatgevende wandmoment $M_{s;d}$ uit de EEM-analyse geldt:

$$M_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;str}$$

waarin:

$M_{s;d}$	rekenwaarde buigend moment [kNm/m']
f_{open}	factor openingspercentage, zie ook § 5.8.1 [-]
$\gamma_{add;M}$	additionele belastingeffect-factor voor het moment [-], zie ook Bijlage A
$M_{s;max;EEM}$	buigend wandmoment uit rekenstap 5 van de EEM-analyse [kNm/m'], dat maatgevend is in combinatie met de bijbehorende normaalkracht op dezelfde diepte
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructief falen [-], zie § 5.6

Vanuit de regels van de mechanica zijn dwarskracht en moment recht evenredig aan elkaar gekoppeld. Op grond hiervan dient voor het bepalen van de rekenwaarde van de dwarskracht dezelfde aanpak gehanteerd te worden als voor het bepalen van de rekenwaarde van het moment, inclusief het toepassen van een belastingeffect-factor $\gamma_{add;M}$.

12.7.3 Rekenwaarde van de normaalkracht in de wand $N_{s;d}$

Voor betonnen palen zijn andere combinaties van snedekrachten maatgevend dan voor bijvoorbeeld stalen damwanden. Bij betonnen palen leidt een lagere normaalkracht tot een lager opneembaar moment, vanwege de invloed van scheurvorming. De (doorgaans maatgevende) ondergrens voor de normaalkracht uit de eindige-elementenberekening wordt gevonden voor het geval dat de invloed van zakkende grond (toename ankerkracht en negatieve kleef) niet in rekening wordt gebracht, zie § 5.10.2.

$$N_{s;d} = f_{open} \cdot F_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{add;N}$$

waarin:

$N_{s;d}$	rekenwaarde normaalkracht in wand [kN/paal]
f_{open}	factor openingspercentage, zie ook § 5.8.1 [-]
$\gamma_{add;N}$	additionele belastingeffect-factor op de normaalkracht voor beton [-]. Volgens Bijlage A geldt $\gamma_{add;N} = 0,9$ wanneer een lage waarde van de normaalkracht maatgevend is in combinatie met het bijbehorende moment, en $\gamma_{add;N} = 1,2$ indien een hoge waarde maatgevend zou zijn; zie ook Bijlage A
$F_{s;max;EEM}$	De normaalkracht uit rekenstap 5 van de EEM-analyse [kNm/m'], die maatgevend is in combinatie met het bijbehorende moment op dezelfde diepte [kN/m']

12.7.4 Scheurwijdte beton

Zie § 5.10.5.

12.7.5 Rekenwaarde ankerkrachten en controle ankeruitval

Voor het bepalen van de rekenwaarde van de ankerkrachten zonder ankeruitval wordt verwezen naar § 11.9.2. Voor de controle op ankeruitval wordt verwezen naar § 11.9.5.

12.7.6 Ontwerp deksloof en ankerstoel

Bij een palenwand ligt het voor de hand om een deksloof te maken, eveneens van beton, in plaats van een gording toe te passen zoals bij stalen damwanden. De meest logische wijze om dit te realiseren is een deksloof op/over de palen aan te brengen, in plaats van erachter, zoals bij de stalen damwanden.

Gesteld wordt dat ook de deksloof dient te voldoen aan NEN-EN 1992-1-1+C2/NB. Het gaat te ver om in deze PPL de complete regelgeving conform NEN-EN 1992-1-1 weer te geven.

Voor het ontwerp van de betonnen kopbalk bij een onverankerde palenwand wordt verwezen naar het ontwerpen van de betonnen kopbalk bij de diepwand, zie ook § 13.7.4.1.

De betonnen kopbalk van een verankerde palenwand dient tevens te worden gecontroleerd op ankeruitval, zie ook § 11.9.5.

Daarnaast moeten de krimpspanningen in de balkdoorsnede door de wapening opgenomen kunnen worden. Uitgaande van een betontreksterkte van 3 N/mm² resulteert dit in minimaal 0,7% wapening B500.

12.7.7 Uittrekkraft ankerlichaam (SSI2)

Zie § 11.9.4.

12.8 Vervormingstoets

De controle op vervormingen door hoogwaterbelasting en daarbij eventueel aanwezige verkeersbelasting moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.4 van deze PPL en conform § 3.4.8 van de PPE.

12.9 Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp

12.9.1 Kwel langs ankerstaaf

Zie § 11.13.2.

12.9.2 Beïnvloeding geohydrologische situatie

Zie § 5.4.2 voor de mogelijke invloed van het aanbrengen van de constructie op de in rekening te brengen waterspanningen tijdens dagelijkse en maatgevende omstandigheden.

12.9.3 Opbarsten grond in boorbuis

Bij de uitvoeringsmethode waarbij met een casing gewerkt wordt, zal de aannemer zo lang mogelijk in den droge willen boren vanwege de snelheid en de natte suspensie die anders opgeboord wordt. Tijdens het leegboren van de casing ontstaat er een moment waarop een watervoerende zandlaag genaderd wordt. De opwaartse waterdruk drukt tegen de nog resterende slappe grond onder de casing. Als de tegenwerkende druk uit grondgewicht en wrijving langs de buis te weinig is, zal deze grondcilinder opbarsten en stroomt er grondwater de casing in. Uit ervaring is bekend dat dit kan leiden tot een significante afname van de conusweerstand in het zand, omdat ook zand meespoelt. Op voorhand moet dus bepaald worden tot hoe diep in den droge geboord kan worden. Het bepalen van deze diepte gebeurt door een evenwichtsbeschouwing op te stellen van het gewicht van die grondcilinder en de schuifspanning rondom de grondcilinder versus de opwaartse waterdruk aan de onderzijde van de cilinder.

Deze evenwichtsbeschouwing kan uitgevoerd worden met de ongedraineerde schuifsterkte van de slappe lagen.

Om veilig te kunnen werken, moet nog een extra marge worden toegevoegd. Met deze marge wordt rekening gehouden met een plaatsingsnauwkeurigheid/-nauwkeurigheid van de verticale maatvoering van de emmerboor. Bij een uitvoeringstolerantie voor het aanzetpeil van +/- 5 cm en voor de positie van de boorpunt van -10 cm, kan de casing maximaal 0,15 m dieper zitten dan verondersteld.

Tot slot moet afgewogen worden of de boorbuis met water gevuld kan worden of dat een bentoniet-suspensie nodig is. Dit heeft vooral te maken met een mogelijk verschil tussen het installatieniveau en de stijghoogte in de bewuste zandlagen.

12.9.4 Fietspomp-effect

Bij de uitvoeringsmethode waarbij wordt gewerkt met een stalen casing, wordt de grond verwijderd met een emmerboor of met een korte avegaar. Deze gaat frequent op en neer om de grond naar boven te halen. Als de casing vol staat met water en de emmerboor snel omhooggehaald wordt, kan onder de emmerboor onderdruk ontstaan. Dit wordt ook wel het 'fietspompeffect' genoemd. Met name in zandlagen wordt door dit effect vervolgens water en zand aangezogen en wordt volume aan de omringende grond onttrokken. Hierdoor reduceert niet alleen de conusweerstand rond de boorbuis, ook zal het betonverbruik veel hoger liggen dan voorzien. De gecreëerde ruimte moet immers weer opgevuld worden met beton.

Om dit te voorkomen worden de afmetingen van de casing en de emmerboor op elkaar afgestemd; vaak zitten er gaten in de emmerboor waar het water doorheen kan stromen tijdens het op en neer halen. Het is wel nodig te controleren dat de gaten ook open blijven; met name vette klei kan de gaten verstoppen.

Het fietspompeffect heeft geen directe relatie met ontwerpwerkzaamheden en valt onder de verantwoordelijkheid van de (onder)aannemer. Maar de gevolgen ervan kunnen het ontwerp wel beïnvloeden. Het is daarom verstandig de aannemer op dit risico te wijzen bij overdracht van het ontwerp naar de werkvoorbereiding.

12.9.5 Uitvoeringstoleranties

In het ontwerp dient rekening te worden gehouden met de uitvoeringstoleranties. Deze kunnen betrekking hebben op meerdere zaken, zowel bij boorpalen als bij eventuele ankers:

- plaatsingstoleranties piketten in het horizontale vlak;
- plaatsing van de boorbuis/boren in het horizontale vlak;
- scheefstand tijdens boren van de paal;
- controle behaalde diepte van de boorpaal.

Op voorhand is zeker dat enkele van deze afwijkingen gaan optreden. Om het risico op te grote afwijkingen van het ontwerp te reduceren is het verstandig om de uitvoeringstoleranties al in zekere mate mee te nemen in het ontwerp. Afgewogen moet worden welke afwijkingen invloed hebben en waarop, en welke zaken in de marge vallen. Zo zal een paalkopafwijking van 75 mm nauwelijks invloed hebben op de geotechnische stabiliteit, maar kan deze wel invloed hebben op de snedekrachten in de deksloof als gevolg van torsie. Bij het ontwerpen van de deksloof is het dus raadzaam een torsiemoment mee te nemen, maar ook rekening te houden met extra breedte zodat de paalkopwapening altijd goed omsloten wordt door de wapening van de deksloof, inclusief voldoende dekking.

Ook is het goed om met extra breedte rekening te houden voor een eventuele scheefstand van palen in combinatie met de paalkopafwijking in relatie tot snijden van grond. De maximale afstand tussen twee naast elkaar gelegen palen treedt op als de palen maximale plaatsafwijking en scheefstand hebben, maar in tegenovergestelde richting. Op de krachten in de palen en de overall geotechnische stabiliteit is de invloed van zo'n eventuele scheefstand minimaal; op het snijden van grond kan deze wel effect hebben. Een goede indicatie is een paalkopafwijking van 50 à 70 mm in alle richtingen, en een scheefstand met de verticaal van 1:100.

12.10 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

12.10.1 Inleiding

Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor betonnen palenwanden worden behandeld in deze paragraaf.

12.10.2 Uiteindelijke betonkwaliteit

In de meeste gevallen zal een palenwand bestaan uit 'in de grond gevormde betonnen palen'. De uiteindelijke kwaliteit van de palenwand wordt dan ook voor een heel groot deel bepaald tijdens de uitvoering. Het juiste betonmengsel – zowel wat betreft eindsterkte als verwerkbaarheid – is van groot belang. Tijdens kwaliteitsinspecties, al dan niet intern, dient specifiek gelet te worden op de wapeningskorven, afstandhouders en juiste positionering.

Tijdens de uitvoering kan de belasting uit de boorstelling invloed hebben op een vers gemaakte paal. Deze heeft namelijk de neiging om als gevolg van de belasting te gaan doorbuigen. Dit beïnvloedt de integriteit van de paal (dekking en verticaliteit). Als er op de kruin gewerkt wordt, kan dit doorbuigen worden beperkt door de stelling gedurende de eerste dag alleen van de paal af te bewegen en niet naar de paal toe. Bij de beoordeling van de kwaliteit van de paal dient met dit fenomeen rekening worden gehouden. Door bij een proefpaal dit fenomeen te beschouwen via een hellingmeetbuis kan de invloed beter in beeld worden gebracht.

12.10.3 Beïnvloeding macrostabiliteit tijdens de uitvoering

Zie § 7.2 voor de veiligheidseisen die gelden tijdens de uitvoering.

Aangezien de palen worden geïnstalleerd met behulp van een, in het algemeen, zware boorstelling van wel 90 ton of meer, moet deze bovenbelasting gespreid worden over een groter oppervlak. Bijvoorbeeld met draglineschotten, al dan niet in twee richtingen.

Afhankelijk van het paaltype kunnen tijdelijk en lokaal ter plaatse van de paal wateroverspanningen optreden. De tijdelijke afname van de stabiliteit ter plaatse van een vers gemaakte paal is vergelijkbaar met de ongewijzigde stabiliteit van een naastgelegen ongeroerd dijkvak, of met een vak met daarin een voldoende verharde paal (de paal is inmiddels sterker dan de grond waarin hij staat. De wateroverspanningen kunnen uitgemiddeld worden over de lengte waarover de dijk zou willen afschuiven. Vooraf is het echter moeilijk vast te stellen of en in welke mate er wateroverspanningen zullen optreden. Veldmetingen tijdens de eerste (proef)paal kunnen hierover meer informatie verschaffen (zie ook § 12.10.5).

De stabiliteitsberekeningen bepalen de uitvoeringsvolgorde van de palen; mogen de palen direct achter elkaar gemaakt worden of niet? Door tijdens de uitvoering steeds één of meerdere palen over te slaan, wordt enerzijds bereikt dat de tijdelijk zwakke plek in de dijk over een voldoende groot dijkvak kan wor-

den gespreid en anderzijds dat reeds gemaakte palen voldoende verhard zijn en wateroverspanningen gedissipeerd zijn, voordat een naastgelegen paal gemaakt wordt.

12.10.4 Beïnvloeding vervormingen directe omgeving

Het aanbrengen van palen kan ongewenste vervormingen veroorzaken van nabijgelegen belendingen. Zo kan bij een grondverdringend systeem de grond dusdanig opgespannen worden, dat belendingen omhoog of opzij geduwd worden. Dit effect is nog sterker wanneer panden (deels) op het binnen- of buitentalud staan, omdat dan de horizontale tegendruk voor de verdringing lager is dan bij een horizontaal maaiveld.

Bij grondverwijderende systemen kan de omringende grond te veel ontspannen raken, zodat zettingen in de omgeving en ter plaatse van belendingen kunnen ontstaan. Per paaltype zijn er aspecten waaraan tijdens de uitvoering speciale aandacht besteed moeten worden. Voorbeelden hiervan zijn:

- De snelheid van het trekken van de hulp-casing dient goed afgestemd te zijn op de betonaanvoer/pompcapaciteit om te voorkomen dat de casing boven het betonniveau komt (en het boorgat inzakt).
- Overconsumptie bij het storten van beton leidt tot wateroverspanningen in de omgeving en wegperzen van slappe lagen. Door deze wateroverspanningen is de grond tijdelijk iets verzwakt, waardoor de overconsumptie bij een volgende paal zal toenemen. Naast gelegen palen kunnen daarom pas na voldoende tussentijd, waarin de wateroverspanning is weg gedissipeerd, geboord worden.
- De boorstellingen zijn zwaar en hebben minimaal 10 à 12 m werkruimte nodig (wat nog niet overdreven ruim is). Met name bij boren aan de teen van de dijk bestaat de kans dat de stelling dan zeer dicht bij een woning komt. Hoewel deze belasting tijdelijk van aard is, kunnen er wel effecten op de belendingen optreden, vooral als deze op staal zijn gefundeerd. Met name het verplaatsen van de stelling kan leiden tot trillingen (die feitelijk niet te voorkomen zijn), en door het gewicht kunnen er vervormingen optreden. Bij de dijkversterking KIS is gebleken dat deze effecten, na het optimaliseren van het uitvoeringsproces, beperkt konden worden tot acceptabele waarden.

12.10.5 Monitoring in relatie tot gestelde eisen

In deze paragraaf komt specifieke monitoring in relatie met de palenwand aan de orde.

Hoewel een palenwand in principe trillingsvrij aangebracht moet worden, kunnen onverhoopt toch trillingen ontstaan als gevolg van de uitvoering:

- grond van grote hoogte uit de bak van de kraan laten vallen;
- emmerboor hard neer laten komen in de casing;
- verplaatsen van de stelling.

Een eenvoudige mitigerende maatregel: beheerst werken.

Vervormingen van belendingen kunnen gemeten worden aan de hand van meetstickers (voor verticale en horizontale vervormingen) en meetboutjes (verticale vervormingen) op de gevel en hellingsmeetbuisen in de grond. Om vervormingen tot een absoluut minimum te beperken, zijn de volgende preventieve maatregelen nodig.

- zware boorstelling niet vlakbij woningen, tenzij het niet anders kan;
- licht ophoogmateriaal toepassen voor tijdelijke werkweg;
- palen niet opeenvolgend boren (wateroverspanningen rondom een net gestorte paal), maar verspringend;
- ter beperking van overconsumptie, een stijver betonmengsel verwerken, zodat het minder makkelijk uitzakt.

Overconsumptie leidt tot wateroverspanningen in slappe lagen en horizontale verplaatsingen in de grond. Met behulp van waterspanningsmeters kan de duur van een tijdelijke overspanning gemeten worden. Het is niet noodzakelijk dit continu te doen; raadzaam is om het bij de eerste sectie te doen en het werkproces daar dan op af te stemmen.

Bij een grondverdringend systeem kan de mate van verdringing van de ondergrond vastgesteld worden aan de hand van inclinometingen en deformatiemetingen aan de belendingen. Sonderingen zijn in slappe veen- en kleilagen meestal niet voldoende bruikbaar om dit vast te stellen. Sonderingen kunnen wel gebruikt worden ter controle van zandlagen (fietspompeffect en/of opbarsten in hulp-casing). Dezelfde metingen kunnen ook de ontspanning vastleggen in een grondverwijderend systeem.

Tijdens het boren in het pleistocene zand dient er voldoende overdruk in de casing te zijn om opwaartse grondwaterstroming (en daarmee zandtransport) te voorkomen. Met behulp van een nabijgelegen peilbuis kan de actuele stijghoogte bepaald worden. De gemeten stijghoogte is ook relevant voor de kritische diepte tot waar droog geboord kan worden.

12.10.6 Verificatie van de sterkte van het gerealiseerde ontwerp

Qua kwaliteitscontrole worden aan een betonnen palenwand of deksloof geen extra eisen gesteld dan aan enig andere betonconstructie. Dit betekent dat de materialen (beton en wapeningstaal) onder de vereiste certificaten geleverd en verwerkt dienen te worden.

Eventuele trekankers dienen aan controle- en langeduurproeven onderworpen te worden, zie ook § 11.14.7 en § 7.5.2.3.

12.10.7 Plaatsingstolerantie tijdens de realisatie

Bij het ontwerp van de palenwand dient rekening te zijn gehouden met plaatsingstoleranties van de individuele palen. Deze toleranties zijn met name van belang voor het doorpersen van grond tussen de palen door en de excentriciteit op de gording.

De paalafwijkingen worden ingemeten om te controleren of ze binnen de ontwerptoleranties vallen. Bij overschrijding moet worden bekeken of er maatregelen nodig zijn voor de mechanismen waar de paalkopafwijking invloed op heeft. Dit is afhankelijk van de afwijkingen van de naastgelegen palen, de eventuele reservecapaciteit, maatgevende snede etc. Zo nodig moet er bijvoorbeeld wapening in de deksloof bijgelegd worden; de controle moet dus wel uitgevoerd worden vóór de aanleg van de deksloof.

12.11 Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase

De sterkte-eigenschappen van betonnen palenwand nemen in de tijd niet af door corrosie, mits de vereiste betondekking gehaald is en de wapening dus voldoende beschermd is gedurende de levensduur. In de basis is een boorpalenwand daardoor onderhoudsvrij. Ter voorkoming van schade geldt de aanbeveling om de constructie ca. 0,5 m onder maaiveld af te werken.

Wel kan aan de hand van periodieke deformatiemetingen (horizontaal/verticaal) aan de bovenzijde van de constructie nagegaan worden of de palenwand lokaal afwijkend gedrag vertoont. Dat zou kunnen duiden op schade aan een enkele paal en/of anker.

Aangezien de constructie volledig, of bijna volledig, ondergronds gelegen is, kan de constructie niet frequent en in zijn geheel geïnspecteerd worden. Bij kritische onderdelen, zoals de scharnierende aansluiting van een eventueel anker op de deksloof kan eenmaal per zoveel jaar een mangat worden

gegraven om de constructie visueel te inspecteren op corrosie en andere beschadigingen. Dit blijft echter een steekproef.

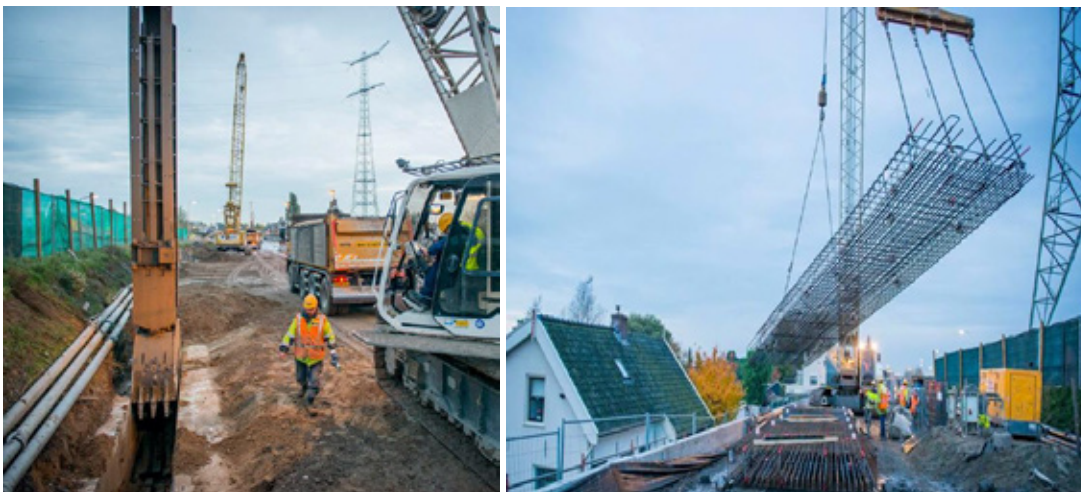
13 Diepwand en barettewand

13.1 Inleiding

Dit hoofdstuk gaat nader in op het ontwerp en de toepassing van doorgaande onverankerde diepwanden en barettewanden, doorverbonden door middel van een gording.

13.2 Principe

Diepwanden die in primaire waterkeringen worden toegepast, zijn in de grond gevormde betonnen wanden.



Figuur 13.1 Realisatie van diepwanden bij dijkversterking KIS: uitgraving sleuf met grijper (links) en inhijzen wapeningskorf (rechts)

Omdat diepwanden zwaar kunnen worden belast en grote buigende momenten kunnen opnemen, worden ze doorgaans gerealiseerd in de kruin van de dijk. In principe worden ze onverankerd toegepast; de wand kan zelf de benodigde sterkte leveren. Het toepassen van een verankering is alleen verantwoord als de buitenwaartse macrostabiliteit voldoende verzekerd is of als het anker ruim buiten het kritische bezwijkvlak ligt, omdat de verankering kan breken bij een afschuiving in buitenwaartse richting.

Het toepassen van een diepwand in de dijk is een vrij zware maatregel. In principe wordt deze pas gekozen wanneer andere dijkversterkingstechnieken geen oplossing bieden.

Diepwanden kunnen worden toegepast als een zelfstandige waterkering, die ook zorgdraagt voor hoogte en waterkerend vermogen. Diepwanden zouden ook kunnen worden toegepast als alleen een stabiliteitverhogende langsconstructie. Om als zelfstandige waterkering te dienen, moeten de diepwandpanelen in het verlengde van elkaar en doorgaand worden gerealiseerd. Ook moeten ze voldoende hoogte hebben om het water zelfstandig te kunnen keren, dus zonder de combinatie met grond (de benodigde dijkhoogte wordt in dat geval volledig door de diepwandconstructie gerealiseerd). Dit betekent dat het acceptabel is als de grond aan beide zijden van de diepwand verdwenen is. In dat geval wordt gerekend met de restprofielbenadering. In verband met de bereikbaarheid bij calamiteiten is het in de praktijk over het algemeen wenselijk dat de bereikbaarheid gegarandeerd is via een kruinbreedte van minimaal 3 m aan de rivierzijde van de diepwand.

Wanneer de wand niet-doorgaand (ofwel discontinu) en dus doorlatend is, of onvoldoende hoogte heeft, is sprake van een stabiliteitverhogende langsconstructie.

Indien niet anders vermeld, wordt in dit hoofdstuk met de term 'diepwand' zowel bedoeld op doorgaande wanden als baretewanden. Een baretewand is opgebouwd uit losstaande diepwandpanelen. De panelen zijn dus niet door een voegconstructie met elkaar verbonden. Voordelen van een baretewand: minder materiaalverbruik, minder grondontgraving, geen complexe voegconstructie nodig, minder beïnvloeding van de grondwaterstand. Een nadeel van de baretewand ten opzichte van een doorgaande diepwand is de verminderde herverdelingscapaciteit. Dit moet worden gecompenseerd door over de baretten een doorlopende constructieve gording aan te brengen.

13.3 Overzicht van toe te passen controles

De maximaal toelaatbare faalkans voor de drie afzonderlijke faaloorzaken (geotechnisch, constructief, eventuele grond-constructie-interactie) moet worden bepaald conform § 4.2.

Voor al dan niet discontinue diepwanden zijn de conform § 4.6 uit te voeren ontwerpcontroles uitgewerkt in de volgende paragrafen.

- § 13.5 Geotechnische stabiliteit (GEO1)
- § 13.6 Piping en heave
- § 13.7.2 Constructieve sterkte wand (STR1)
- § 13.7.3 Scheurwijdte
- § 13.8 Vervormingen door hoogwaterbelasting

In Bijlage A.3.4 staan de toe te passen belastingeffect-factoren en materiaalfactoren voor diepwanden en baretewanden.

Omdat er in praktijk nog geen verankerde diepwanden zijn gerealiseerd, wordt in dit hoofdstuk niet ingegaan op verankering. Zie voor de daarvoor benodigde aanpak hoofdstuk 11.

Voor onverankerde diepwanden en baretewanden kunnen aan de voorgaande algemene hoofdstukken de volgende eisen worden ontleend.

- Conform § 4.3 moet altijd een doorlopende gording worden toegepast, t.b.v. herverdeling in het systeem.
- Baretewanden: panelen moeten met een lengte van tenminste 2,8 m worden gemaakt, waarbij de opening tussen de panelen onderling kleiner is dan 1,0 m. Als aan die voorwaarde is voldaan, hoeft niet op het bezwijkmechanisme snijden te worden gecontroleerd (§ 4.8.3) en zijn ook geen vergelijkende 3D-berekeningen nodig (§ 6.3).
- Baretewanden: conform § 5.8.1 moeten de snedekrachten uit de EEM-analyse worden vermenigvuldigd met de openingsfactor f_{open} en worden omgerekend naar waarden per werkende breedte.

Anders dan bij discontinue damwanden, hoeft het weerstandsmoment van de barettes vanwege de grotere (torsie)stijfheid van de diepwandenpanelen niet te worden gereduceerd.

In § 12.9 wordt ingegaan op de aanvullende benodigde maatregelen en controles ter preventie van ongewenste neveneffecten. In § 12.10 komen ten slotte de benodigde uitvoeringscontroles aan de orde.

13.4 Schematisering buigstijfheid

Zie § 5.10.4 voor de modellering van de buigstijfheid van een betonnen diepwand in de eindige-elementen-berekening, onder invloed van scheurvorming. Bij de baretwand is het toelaatbaar om in de 2D-analyse rekening te houden met een gereduceerde equivalente buigstijfheid van de wand, zoals aangegeven in § 5.8.1.

13.5 Geotechnische stabiliteit (GEO1)

De controle van geotechnische stabiliteit moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.1 van deze PPL en conform § 3.4.10 van de PPE.

Bij een diepwand in de kruin moet over het algemeen ook een restprofiel worden geschematiseerd, vanwege het optreden van een 'niet-kritische afschuiving', zie § 4.8.7.

Bij baretwanden is er geen sprake van een doorlopende wand. Daarom is het in het geval van een niet-kritische afschuiving van het binnentalud/kruin vereist dat de openingen in de bovenste meters (minstens over de hoogte tot 1 meter onder het aansluitpunt van het restprofiel op de wand) worden gesloten door middel van een constructie. Dit is om te voorkomen dat het rivierwater door de openingen stroomt of dat grond in de kruin gaat wegstromen in de openingen, waardoor de dijk zijn hoogte verliest.

13.6 Piping en heave

Bij doorgaande diepwanden die ook worden toegepast tegen het optreden van zandmeevoerende wellen, moet worden getoetst of ze voldoen aan het kritieke verhang zoals aangegeven in § 4.8.6.

13.7 Constructieve toets (STR1)

13.7.1 Algemeen

Het ligt voor de hand dat een constructeur, met behulp van een constructief rekenpakket, de doorsneedecontroles uitvoert en daarbij ook de wapening bepaalt. Een optimaal resultaat wordt bereikt als er nauwe afstemming plaatsvindt tussen het geotechnische en het constructieve ontwerp.

Zie § 13.11.2 voor de eerdergenoemde normen en richtlijnen met betrekking tot de uitvoering van diepwanden. Voor het ontwerp moet gebruik worden gemaakt van de volgende set.

- NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2016: Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen, plus Nationale Bijlage (NEN, 2016)
- CUR aanbeveling 76 Rekenregels voor Diepwanden (CUR, 2018).
- CUR C231 Handboek Diepwanden 2010 (CUR, 2010b) inclusief errata (CUR, 2012a)
- NEN-EN 1538:2010+A1:2015 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Diepwanden. (NEN, 2015c).

In de CUR-documenten zijn onder andere volgende bijzondere bepalingen opgenomen voor de berekening van diepwanden.

- De dikte van in situ gestorte panelen dient gelijk te worden genomen aan h_{nom} , de nominale dikte van de wand die gelijk is aan de dwarsafmeting van de grijper.
- De partiële factor γ_c voor beton gegeven in § 2.4.2.4 van NEN-EN 1992-1-1 behoort te zijn vermenigvuldigd met een factor $k_f = 1,1$ conform NEN-EN 1992-1-1 NB voor de berekening van de rekenwaarde van de weerstand van in situ gestorte diepwanden.
- Bij constructieve beoordeling dient geen hogere sterkteklasse dan C45/55 te worden toegepast. Om praktische redenen wordt maximaal C28/35 aanbevolen.

- Voor de bepaling van de minimale dekking, dient de aanvullende veiligheidsmarge Δc_{dur} groter te zijn dan 25 mm. Voor de uitvoeringstolerantie Δc_{dev} dient minimaal 25 mm te worden aangehouden. Omwille van eisen in verband met de doorstroombaarheid buiten de korf, wordt een dekking tussen 75 mm en 100 mm aanbevolen voor diepwanden. Bij aanwezigheid van (dikke) pakketten slappe lagen, dienen voldoende afstandhouders per m² te worden voorzien om voldoende dekking te realiseren.

Verder worden in NEN-EN 1538:2010+A1:2015 (NEN, 2015c) aanbevelingen gedaan in verband met de afstanden tussen wapeningskorven en voegplanken binnen een paneel, en tussen wapeningstaven onderling (horizontaal en verticaal) binnen een wapeningskorf, alsook aan de eigenschappen van het beton, in verband met de doorstroming van het beton.

Bij het ontwerp van de wapeningskorven dient tevens rekening te worden gehouden met de eisen met betrekking tot vormgeving zoals geformuleerd in DIN 4126 § 7.4 en 8 en NEN-EN 1538, § 7.4.

13.7.2 Krachten in de wand

13.7.2.1 Rekenwaarde van de normaalkracht in de wand $N_{s;d}$

Omdat de verticale belasting bij onverankerde constructies klein is, kan er conservatief van worden uitgegaan dat er geen normaalkracht aanwezig is bij het toetsen van het buigend moment in de wand.

13.7.2.2 Rekenwaarde buigend moment in de wand $M_{s;d}$

Voor de rekenwaarde van het maatgevende wandmoment $M_{s;d}$ uit de EEM-analyse geldt:

$$M_{s;d} = f_{open} \cdot \gamma_{add;M} \cdot M_{s,max;EEM} \cdot \gamma_{b;str}$$

waarin:

$M_{s;d}$	rekenwaarde van buigend moment [kNm per meter constructie]
f_{open}	factor openingspercentage, zie ook § 5.4.2 [-]
$\gamma_{add;M}$	additionele veiligheidsfactor voor het moment [-]
$M_{s,max;EEM}$	maximum buigend moment EEM-analyse in wand uit stap 5 in de EEM-analyse [kNm per meter waterkering]
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructief falen $\gamma_{b;str}$, zie ook § 5.3

13.7.3 Scheurwijdte beton

Om de kwaliteit van de wapening voor 100 jaar te kunnen garanderen, mag de scheurwijdte aan de buitenzijde niet te groot worden in relatie tot de toegepaste dekking op hoofdwapening en beugels. Het toetsen van de scheurwijdte dient te worden uitgevoerd zoals aangegeven in § 5.10.5.

13.7.4 Ontwerp deksloof

Bij onverankerde doorgaande diepwanden is in principe geen deksloof vereist, aangezien er geen krachtsoverdracht is naar de naastgelegen panelen of naar ankers. Er wordt immers geen rekening gehouden met het uitvallen van een paneel en ieder paneel is in staat de optredende krachten te weerstaan. De belangrijkste krachten op de bovenkant van de diepwand zijn daarom afkomstig van bovenbelastingen, zoals verkeersbelasting en gronddruk. De betonnen kopbalk dient in staat te zijn plaatselijke verkeersbelasting te herverdelen. Daarnaast moeten de krimpspanningen in de balkdoorsnede door de wapening opgenomen kunnen worden. Uitgaande van een betontreksterkte van 3 N/mm² resulteert dit in minimaal 0,7% wapening B500.

Het bovenste deel van de diepwand zal bestaan uit beton van mindere kwaliteit, door menging met het omhooggeduwde bentoniet. In principe dient het slechte beton te worden verwijderd en vervangen door beton van goede kwaliteit. Als wordt overwogen het beton van mindere kwaliteit niet te verwijderen en op te nemen in de permanente constructie (omdat hierop, vooral bovenaan, geen grote krachten aangrijpen), moet worden aangetoond dat dit beton wel voldoende sterkte heeft. Anders dan bijvoorbeeld bij bouwputten zal de diepwand in de regel ook permanent onder de grond blijven. Het is dus ook te overwegen om tijdelijke constructies zoals geleidewanden niet te verwijderen maar op te nemen in de deksloof.

13.7.4.1 Diepwand

De betonnen kopbalk dient in staat te zijn om plaatselijke verkeersbelasting te herverdelen. Uitgaande van NEN-EN-1991-2 geldt een mobiel laststelsel met 2 aslasten Q_k van 300 kN hoh 2,00 m. De horizontale kracht Q_k op de kopbalk wordt berekend uitgaande van:

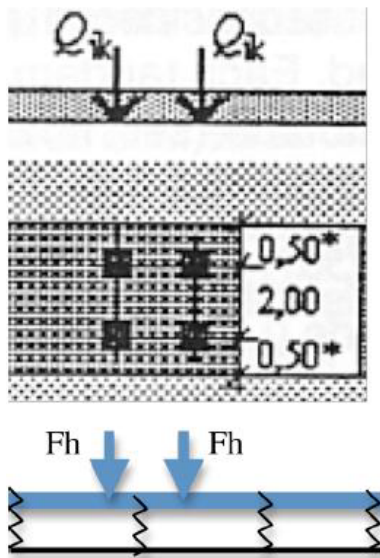
$$Q_k = K_a \cdot Q_v \text{ en}$$

$$F_h = 0,5 \cdot Q_k = 0,5 \cdot 300 \text{ kN} = 150 \text{ kN}$$

waarbij geldt:

K_a factor van 0,5 voor het omzetten van verticale naar horizontale belastingen

Zie ook het rekenschema voor bepaling van de spanningen in de kopbalk in Figuur 13.2.



Figuur 13.2 Rekenschema voor bepaling van de spanningen in de kopbalk

De kopbalk moet voor het ontwerp veerend ondersteund worden gemodelleerd. De aan te nemen veerwaarde is 1.000 kN/m², tenzij wordt aangetoond dat hogere veerwaarden mogelijk zijn. Daarnaast dienen de krimpspanningen in de balkdoorsnede door de wapening opgenomen te kunnen worden.

Uitgaande van een betontreksterkte van 3 N/mm² resulteert dit in minimaal 0,7% wapening B500.

13.7.4.2 Baretteband

Bij barettebanden zal de betonnen deksloof (kopbalk) niet doorgaand ondersteund zijn en zullen de aangrijpende krachten moeten kunnen worden overgedragen naar de barettes. De krachten in de deksloof zullen gewoonlijk dus groter zijn dan bij doorgaande diepwanden. Voor het ontwerp van de doorlopende gording van een baretteband wordt verwezen naar de aanpak bij het ontwerp van de gording van de diepwand, zie ook § 13.7.4.1.

In het geval van niet-kritische taludinstabiliteit (restprofiel) conform § 4.8.7 is bij een baretteband een doorgaande wand vereist tot minstens 1 m onder de hoogte van het aansluitpunt van het aan te houden restprofiel op de wand. Dit betekent dat er sprake is van een gestaffelde wand onder het aangegeven niveau. Wanneer deze, deels doorlopende, wand constructiekrachten afdraagt naar de gording (of naar de barettes), dient het ontwerp van de gording hierin te voorzien.

13.8 Vervormingstoets

De controle op vervormingen door hoogwaterbelasting en daarbij eventueel aanwezige verkeersbelasting moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.4 van deze PPL en conform § 3.4.8 van de PPE.

Zoals aangegeven in voorgenoemde referenties geldt de verticale vervormingseis bij een functie als zelfstandig waterkerende constructie voor de kop van de diepwand.

13.9 Beoordeling doorlatendheid constructie

Bij het toepassen van diepwanden als zelfstandige waterkering, waarbij er direct water wordt gekeerd, dienen eisen te worden gesteld aan de doorlatendheid van de constructie. Hierbij dient tevens rekening te worden gehouden met het toelaatbare overslagdebiet, rekening houdend met het aanwezige materiaal in de kern van de dijk en het al dan niet optreden van een restprofiel (§ 4.8.7).

13.10 Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp

13.10.1 Kwel langs ankerstaaf

Zie § 11.13.2.

13.10.2 Beïnvloeding geohydrologische situatie

Zie § 5.4.2 voor de mogelijke invloed van het aanbrengen van de constructie op de in rekening te brengen waterspanningen tijdens dagelijkse en maatgevende omstandigheden.

13.11 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor de diepwand worden behandeld in deze paragraaf.

13.11.1 Inleiding

Bij het toepassen van een diepwand in een dijk is het belangrijk dat al in een vroeg stadium aandacht wordt besteed aan de specifieke aspecten van diepwanden, in het bijzonder de aspecten verbonden met de uitvoering in een dijk. In de volgende subparagrafen worden de aspecten behandeld die voor de uitvoering van deze constructie van belang zijn.

13.11.2 Uitvoeringsmethode

Een diepwand is gevormd uit panelen die in de grond worden gemaakt. Daarvoor wordt eerst een sleuf gegraven tot de gewenste diepte. De breedte van de sleuf wordt bepaald door het ontgravingsvoertuig (grijper), variërend in breedte tussen 0,4 m en 2,0 m. Om te voorkomen dat de sleuf instort wordt de ontgraven grond vervangen door een steunvloeistof (bentonietsuspensie). Ten behoeve van de stabiliteit van de lagen dicht onder het maaiveld, én om de grijper te geleiden, dienen vooraf op het maaiveld geleidebalken te worden aangelegd. Wanneer de sleuf op diepte is, worden één of meerdere wapeningskorven in de sleuf gehangen en wordt met behulp van een stortkoker van onderaf beton gestort, zodat de steunvloeistof wordt verdrongen en aan de bovenzijde kan worden afgepompt. Zo wordt een in de grond gevormde gewapend betonnen wand gevormd. De realisatie van een diepwand is een trillingsarm proces.

Om bij de realisatie de panelen op elkaar te laten aansluiten en een doorgaande wand te realiseren, worden in de ontgraven sleuf voegplanken toegepast. Deze geven de voeg tussen de panelen vorm en worden na het storten van het paneel weer verwijderd. Om een wand met openingen te realiseren worden openingen tussen de verschillende panelen gelaten. Deze barrettewanden bestaan gewoonlijk uit ééngangspanelen, die worden gemaakt met een standaard diepwandgrijper, dus met een paneelbreedte in de orde van ca. 3,0 m.

Bij in de grond gevormde diepwandpanelen is de kwaliteit van het product sterk afhankelijk van de uitvoering, vanwege de mogelijke afwijkingen die dan kunnen optreden. Daarom moet veel aandacht worden geschonken aan de beheersing van de uitvoering en aan kwaliteitscontroles tijdens het werk. Richtlijnen over de uitvoering van diepwanden (in het algemeen) zijn gegeven in:

- NEN-EN 1538:2010+A1:2015 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Diepwanden (NEN, 2015c)
- CUR aanbeveling 76 Rekenregels voor Diepwanden (CUR, 2018)
- CUR C231 Handboek Diepwanden 2010 (CUR, 2010b) inclusief errata (CUR, 2012a)
- DIN 4126: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (DIN, 2013)

Vervormingen die ontstaan bij het realiseren van een diepwand in een dijk kunnen de omgeving beïnvloeden. De aard en mate van deze beïnvloeding hangt onder andere af van de mate waarin de sleuf is beschermd tegen stabiliteitsverlies, van het tempo van de betonstort en van de volgorde van het uitvoeren van de panelen.

Bij de uitvoering is het nodig aandacht te besteden aan de specifieke aspecten van diepwanden en in het bijzonder aan aspecten verbonden met de uitvoering in een dijk. Daar zal de beschikbare ruimte namelijk vaak beperkt zijn vanwege de aanwezigheid van bebouwing. Het is belangrijk dat de voor de uitvoering van diepwanden benodigde werkruimte beschikbaar is. De benodigde werkruimte bedraagt ongeveer 10 tot 12 m, maar kan eventueel beperkter zijn worden door speciale maatregelen te treffen zoals de inzet van een preciezer gestuurd graafwerktuig (hydraulische grijper). Daarnaast is (in de nabije omgeving) ook voldoende ruimte nodig voor de opstelling van een bentonietcentrale, met onder andere voorraadsilo's en bentonietbekkens.

Vanwege ruimtegebrek (bijvoorbeeld bebouwing in het binnen- en/of buitentalud) zullen diepwanden vaak worden toegepast in de kruin van de dijk. De aanwezigheid van bebouwing leidt ook tot strengere eisen ten aanzien van omgevingsbeïnvloeding (vervorming van panden) en tot hinder, bijvoorbeeld doordat grondtransport van de vrijkomende grond tijdens de realisatie dan noodzakelijk is. In het voren genoemde CUR/COB-rapport C231 wordt nader ingegaan op deze invloed van de uitvoering van diepwanden.

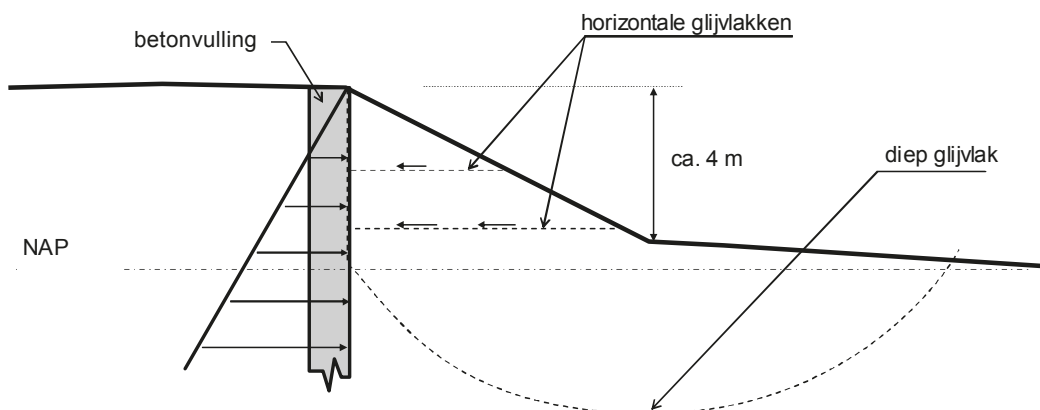
13.11.3 Beïnvloeding stabiliteit en omgeving tijdens uitvoering

13.11.3.1 Beïnvloeding macrostabieleit

Bij het uitvoeren van diepwandpanelen kunnen tijdelijk en lokaal wateroverspanningen ontstaan. Dat kan leiden tot een verzwakking van de dijk enerzijds en een beïnvloeding van de omgeving (vervormingen van panden) anderzijds. Om inzicht te krijgen in welke mate wateroverspanningen zich voordoen kunnen veldmetingen worden uitgevoerd, in het bijzonder bij de eerste panelen. Daarnaast dienen panelen verspringend te worden uitgevoerd, zodanig dat wateroverspanningen de tijd krijgen om te dissiperen voordat het naastgelegen paneel wordt uitgevoerd.

In de beoordeling van de stabiliteit van de dijk tijdens de bouwfase dienen de werkbelasting en mogelijke aanleg van werkplatformen te worden meegenomen. Indien nodig kan de werkbelasting gespreid worden, bijvoorbeeld door middel van draglineschotten. In de bouwfase, waarin nog geen stabiliteitscherm aanwezig is, dient de dijk zijn functie voldoende veilig te kunnen invullen, uitgaande van de in § 7.2 beschreven eisen.

Daarnaast dient in de beoordeling van de stabiliteit de invloed van het storten van beton te worden beschouwd. Hier moet onderscheid worden gemaakt in horizontale glijvlakken en diepe glijvlakken. Dit is met name van toepassing op de trajecten waar de diepwand in de binnen- of buitenkruin wordt gemaakt. Daarbij kan tijdens de uitvoering sprake zijn van een tijdelijke verlaging van de stabiliteit van het talud. Op het moment dat de diepwandsleuf is ontgraven en gevuld met vloeibare beton, zijn er verschillende nieuwe bezwijkmechanismen mogelijk. Hierdoor kunnen horizontale glijvlakken ontstaan waarbij het talud horizontaal kan afschuiven, zie ook Figuur 13.3.



Figuur 13.3 Glijvlakken diepwandsleuf bij het bentonnieren

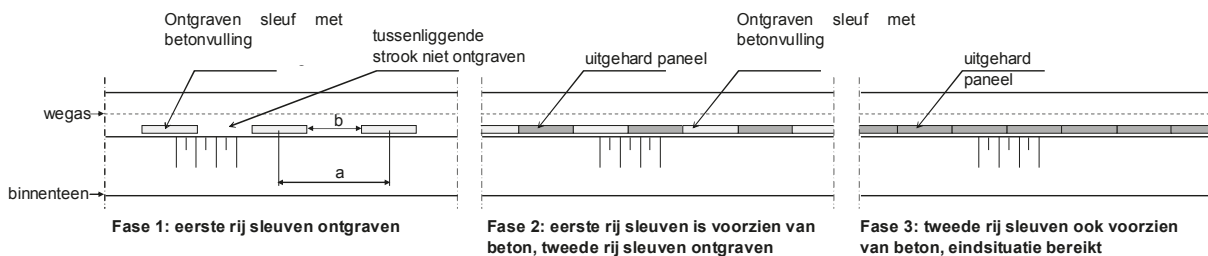
Horizontaal glijvlak

Horizontale glijvlakken ontstaan wanneer de horizontale druk van het vloeibare beton groter is dan de interne schuifweerstand van het resterende grondlichaam onder het binnentalud. Aan de hand van een eenvoudige evenwichtsberekening dient te worden gecontroleerd of dit probleem aan de orde is. De totale horizontale schuifweerstand van de grond driehoek, inclusief de zijvlakken, dient te worden berekend op verschillende diepten. De veiligheid tegen afschuiven langs een horizontaal schuifvlak moet op elke diepte groter zijn dan 1,3. Hierbij kan worden uitgegaan van de over het glijvlak gemiddelde ongedraaide sterkte van de grond tijdens de constructie.

Diep glijvlak

Diepe glijvlakken kunnen ontstaan vanuit de met beton gevulde diepwandsleuf maar ook door de werkbelasting op de kruin van de dijk. Omdat het vloeibare beton geen sterkte heeft, kan zich geen schuifweerstand over het verticale deel van het glijvlak ontwikkelen, zie Figuur 13.3. Het ontstaan van een diep glijvlak door het beton kan worden gecontroleerd met een eindige-elementenberekening (2D of 3D). Hierbij dient te worden uitgegaan van de eisen voor de bouwfase, zoals aangegeven in § 7.2.

De sleuf wordt niet aaneensluitend in langsricting gegraven. Er zal strooksgewijs worden ontgraven, waarbij telkens panelen van enkele meters breed worden voltooid alvorens de tussenliggende stroken worden ontgraven. Dit is schetsmatig weergegeven in Figuur 13.4. Voor de stabiliteit is fase 1 maatgevend. Op het moment dat de eerste stroken zijn ontgraven (en gevuld met beton) is de sterkte van het binnentalud het kleinst.



Figuur 13.4 Strooksgewijze uitvoering diepwandpanelen

13.11.3.2 Sleufwandstabiliteit

Een bijzonder aspect bij uitvoering van diepwanden is de toetsing van de sleufwandstabiliteit. Het dichtvallen van de sleuf dient te worden getoetst in de fase waarin de sleuf gevuld is met steunvloeistof. De toets van de sleufwandstabiliteit kan zoals bij standaard diepwanden worden toegepast volgens DIN 4126 (DIN, 2013). Deze toets bepaalt het nodige bentonietpeil tijdens graven (rekening houdend met variatie door grijperbewegingen in en uit de sleuf) en storten van de diepwand. Hierbij dient ook rekening gehouden te worden met de invloed van hoge waterspanningen ten gevolge van een hogere rivierwaterstand (die maatgevend is voor de realisatiefase in het open seizoen). Dit zal onder andere de benodigde hoogte van de hulpconstructies (geleidewanden) meebepalen. Afgezien van geometrische aspecten wijkt de toetsing van de sleufwandstabiliteit bij diepwanden in dijken in principe niet af van de normale toetsing.

13.11.3.3 Stabiliteit talud naast sleuf

Bij een diepwand in de kruin van een waterkering dient naast het afschuiven van een grondmoot in de sleuf ook gekeken te worden naar het zijdelings wegdrücken van het talud van de dijk door de betondruk in de sleuf. De meest kritische fase is nu wanneer het vers gestorte beton in de sleuf aanwezig is. Hierbij dient de stabiliteit van de grondmoot van het talud te worden beschouwd, uitgaande een afschuiving vanaf de sleuf langs een horizontaal recht glijvlak. Met name in situaties waarbij opdrijven van het achterland kan optreden, kan de betondruk bezwijken van het binnentalud veroorzaken. Aangezien een diepwandpaneel een beperkte lengte heeft, en slechts 1 paneel per keer wordt uitgevoerd, kunnen gunstige 3D-effecten (wrijving langs de zijvlakken van de grondmoot) in rekening worden gebracht analoog aan de procedure bij de DIN 4126.

13.11.3.4 Beïnvloeding omgeving door de realisatie

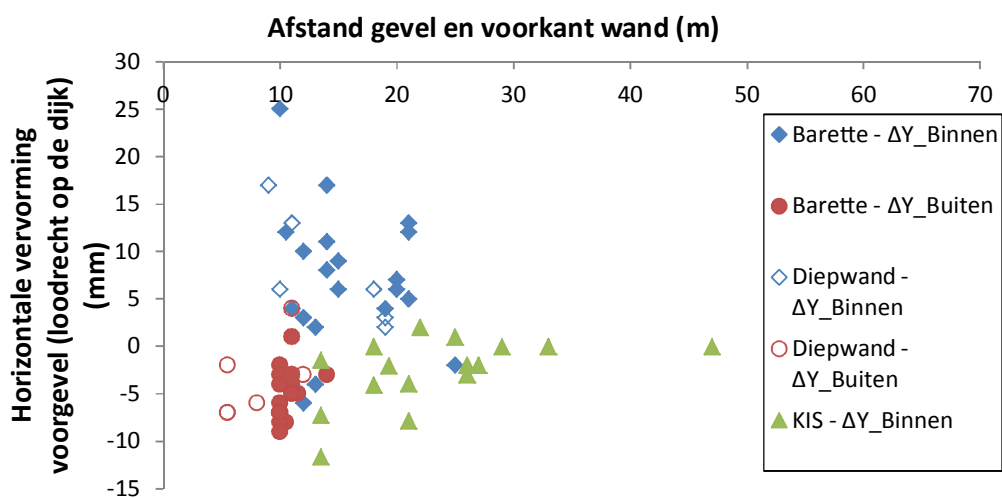
Een uitvoering van diepwanden heeft invloed op de omgeving, met name op de bebouwing in en op de dijk. Diepwandschermen zullen vooral worden toegepast wanneer er sprake is van een hoge bebou-

wingsdichtheid. Bij de afweging of diepwanden wel of niet toegepast moeten worden, zal de omgevingsbeïnvloeding dan ook vaak een belangrijke rol spelen. Invloed op de bebouwing doet zich tijdens de uitvoering voor, in twee verschillende fasen.

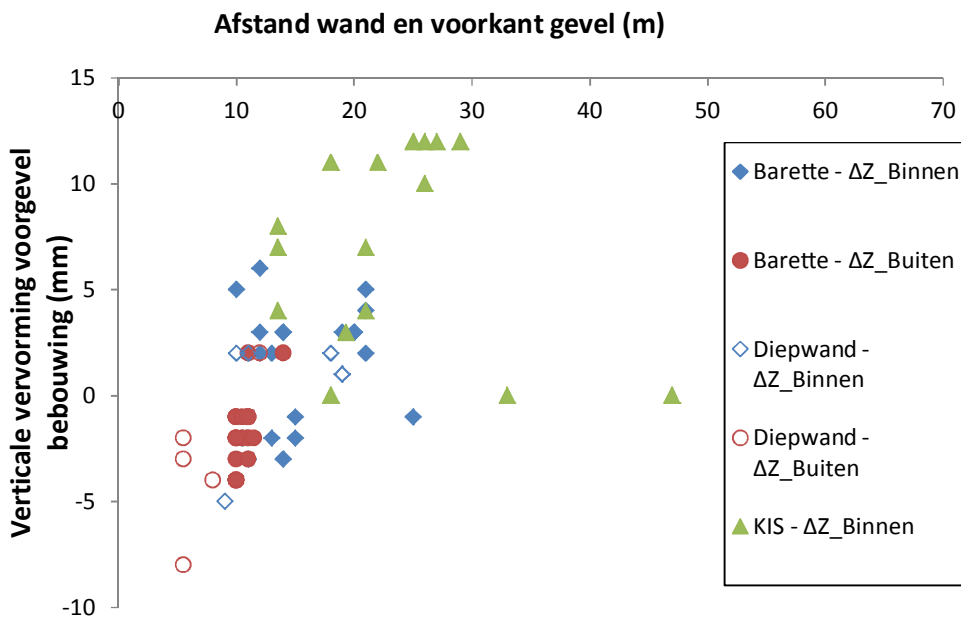
Een zakking van panden in de buurt van de sleuf kan zich voordoen bij een openstaande sleuf gevuld met steunvloeistof. De vervormingen hangen in sterke mate af van de mate waarin de sleuf beschermd is (veiligheid) tegen stabiliteitsverlies. Bij het beoordelen van de sleufwandstabiliteit dient te worden uitgegaan van DIN 4126. Volgens de DIN 4126 dient de veiligheidsfactor op de (binnenwaartse) sleufstabiliteit te worden verhoogd van 1,1 naar 1,3 wanneer binnen de kritische omgeving van de sleuf (binnen een afstand tot $0.7 \times$ sleuflengte) gebouwen aanwezig zijn. Wanneer strengere eisen worden gesteld aan de zakking van naastgelegen panden, zoals bij voorbeeld bij zettingsgevoelige bebouwing, kan ervoor gekozen worden om de veiligheidsfactor verder te verhogen naar 1,5.

Ook kan beïnvloeding van de omgevende panden ontstaan tijdens het storten van het beton in de sleuf. De (doorgaans slappe) grondlagen kunnen door de betondruk worden weggeduwd. Dat kan leiden tot verplaatsing van de panden in de omgeving. Het wegduwen van slappe grondlagen kan worden gemonitord door tijdens de uitvoering de overconsumptie van het beton te meten. Meestal kan deze overconsumptie worden beperkt door nauwgezet te werken (bijvoorbeeld de stortsnelheid aanpassen) en een goede keuze van betoneigenschappen te maken. Daarnaast wordt opgemerkt dat de grond door de jarenlange voorbelasting in en onder de dijk doorgaans minder slap zal reageren dan naast de dijk. Dit zal daarom bij de uitvoering minder vaak een probleem vormen.

Diepwanden zijn al vaker in dijkversterkingsprojecten toegepast als zelfstandige waterkering. Een indicatie van de grootte van de vervorming die ontstaat tijdens de realisatie kan worden verkregen op basis van meetdata van historische projecten, waarin diepwanden en baretewanden in een rivierdijk zijn gerealiseerd op korte afstand uit bestaande bebouwing. Bij de dijkversterkingen Nederlek (Krimpenerwaard) en Kinderdijk-Schoonhovense veer zijn de vervormingen van de belending ingemeten als gevolg van de uitvoering van de diepwanden/barettewanden. Zie Figuur 13.5 en Figuur 13.6.



Figuur 13.5 Meetdata horizontale vervormingen dijkgevel bebouwing bij uitvoering van diepwanden/barettewanden



Figuur 13.6 Meetdata verticale vervormingen dijkgevel bebouwing bij uitvoering van diepwanden/barettewanden

Bij het uitvoeren van diepwandpanelen kunnen tijdelijk en lokaal wateroverspanningen ontstaan. Dat kan leiden tot een verzwakking van de dijk enerzijds en een beïnvloeding van de omgeving (vervormingen van panden) anderzijds. Om inzicht te krijgen in welke mate wateroverspanningen zich voordoen kunnen veldmetingen worden uitgevoerd, in het bijzonder bij de eerste panelen. Daarnaast dienen panelen verspringend te worden uitgevoerd, zodanig dat wateroverspanningen de tijd krijgen om de dissiperen voordat het naastgelegen paneel wordt uitgevoerd.

Bij het storten van beton, zoals gebeurt bij de uitvoering van een diepwand, kunnen eventuele vervormingen bijvoorbeeld worden gelimiteerd door het tempo van de betonstort te verlagen.

13.11.4 Monitoring in relatie tot gestelde eisen

Vanwege de hierboven beschreven aspecten tijdens de uitvoering dienen bij de uitvoering van diepwanden in een dijk de volgende punten te worden gemonitord.

- vervorming van panden in de omgeving;
- vervorming van de dijk (stabiliteit);
- waterspanningen en evolutie in de tijd;
- eventueel horizontale grondvervormingen via hellingmeetbuizen.

13.11.5 Verificatie van de sterkte van het gerealiseerde ontwerp

Omdat diepwanden in grond gestorte constructies zijn, is kwaliteitscontrole op de constructie tijdens en na de uitvoering belangrijk. Dit is vooral belangrijk bij diepwanden in dijken, omdat na de uitvoering geen ontgraving zal plaatsvinden en een visuele kwaliteitscontrole dus niet mogelijk is.

Tijdens de uitvoering kunnen de verticaliteit en de diepte van de sleuf worden gemonitord. Na de realisatie moeten kernboringen worden uitgevoerd om de betonkwaliteit na te gaan. Crosshole Sonic Logging (CSL-)buizen kunnen worden gebruikt om de aanwezigheid van insluitingen na te gaan en de kwaliteit van de voegen te testen.

13.12 Bentonietverlies tijdens realisatie

Bij de uitvoering van diepwanden dient rekening te worden gehouden met het risico op een plotseling verlies van de steunvloeistof (bentoniet) door de aanwezigheid van zeer waterdoorlatende lagen of via oude leidingen. Bijzondere aandacht dient te gaan naar historische materialen die zich typisch in dijken kunnen bevinden, bijvoorbeeld oude taludbekledingen die zijn achtergebleven na historische verbredingen of verzwaringen van de dijk. Deze materialen kunnen sterk doorlatende lagen of zones creëren die kunnen leiden tot plotseling bentonietverlies tijdens uitvoering. Dat kan vervolgens leiden tot grotere vervormingen of bezwijken van de sleuf en de bijhorende omgevingsbeïnvloeding, bijvoorbeeld vervormingen en schade aan woningen. Vóór de start van de werkzaamheden dient een risico-inventarisatie te worden uitgevoerd waarbij wordt gecontroleerd op het risico op bentonietverliezen. De nodige beheersmaatregelen moeten in dat geval vooraf worden vastgesteld.

13.13 Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase

Een betonnen diepwand vraagt geen specifiek onderhoud tijdens de levensduur van de constructie. In de afweging of moet worden gekozen voor combiwanden of andere constructies of stabiliteitverhogende maatregelen kan dit voordeel worden meegewogen tegenover de grote investeringskosten.

14 Combiwand

14.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op het ontwerp en de toepassing van verankerde en onverankerde combiwanden met een doorgaande gording.

14.2 Principe

De in Nederland gangbare combiwanden bestaan uit buispalen met een aangelast slot, waartussen twee of drie damwandprofielen worden aangebracht. De sterkte en stijfheid van dit soort damwandconstructies worden voornamelijk geleverd door de buispaal; de tussenplanken brengen water- en grondruk over naar de buispalen. In vergelijking met andere damwandconstructies levert dit bij grote krachten c.q. kerende hoogten een economisch aantrekkelijke oplossing.

In dijken kunnen combiwanden worden toegepast als (on)verankerde constructie in de kruin of het talud van de dijk. Een combiwand kan in de kruin van de dijk worden toegepast als zelfstandige waterkering (hoogte en stabiliteit) en als stabiliteitverhogende langsconstructie. Om de functie van zelfstandige waterkering te kunnen vervullen moet de combiwand voldoende hoogte hebben en voldoende ondoorlatend zijn. Dit betekent dat het acceptabel is als de grond aan beide zijden van de wand verdwenen is. In verband met de bereikbaarheid bij calamiteiten is het in de praktijk over het algemeen wenselijk dat de bereikbaarheid gegarandeerd is via een kruinbreedte van minimaal 3 m aan de rivierzijde van de wand.

Een combiwand kan behalve onverankerd, ook verankerd worden uitgevoerd. Toepassing van een verankering lijkt alleen verantwoord als de buitenwaartse macrostabiliteit ruim voldoende verzekerd is of het anker ruim buiten het kritische glijvlak valt, omdat de verankering kan breken bij een afschuiving in buitenwaartse richting.

Een combiwand wordt bijna altijd gestaffeld uitgevoerd, waarbij de inbrengdiepte van de tussenplanken minder diep is dan die van de buispalen. Dit gebeurt niet alleen uit economische overwegingen maar ook omdat het lastig is om de tussenplanken tot de volledige diepte te krijgen. Een probleem daarbij is bijvoorbeeld dat de planken uit het slot lopen omdat de buispalen niet zuiver verticaal staan.

14.3 Sterkte- en stijfheidseigenschappen

Voor de behandeling van de sterkte- en stijfheidseigenschappen van combiwanden wordt verwezen naar § 3.3.5 in deel 2 van CUR166, en naar § 6.7 van Handboek Kademuren (CURnet SBR, 2013). Voor combiwanden gelden ten aanzien van corrosie dezelfde eisen als voor stalen damwanden, zie § 5.7.

14.4 Overzicht van toe te passen controles

De maximaal toelaatbare faalkans voor de drie afzonderlijke faaloorzaken (geotechnisch, constructief, eventuele grond-constructie-interactie) moet worden bepaald conform § 4.2.

De volgens § 4.6 uit te voeren ontwerpcontroles zijn uitgewerkt in de volgende paragrafen.

§ 14.5 Geotechnische stabiliteit (GEO1), snijden (GEO2)

§ 14.6 Verticaal evenwicht (SSI1)

§ 14.7 Piping en heave

§ 14.8.1 Sterkte wand (STR1)

§ 14.8.2 Sterkte ankerstang (STR2) en overschrijden houdkracht (SSI2), inclusief het geval dat een enkel naastliggend anker uitvalt

§ 14.8.3 Sterkte gording (STR2), inclusief het geval dat een enkel naastliggend anker uitvalt

§ 14.9 Vervormingen door hoogwaterbelasting

In Bijlage A.3.2 zijn de toe te passen belastingeffect-factoren en materiaalfactoren voor combiwanden weergegeven. Deze zijn gelijk aan de factoren die gelden voor damwanden.

Conform § 4.3 moet altijd een doorlopende gording worden toegepast, t.b.v. herverdeling in het systeem.

In § 14.12 wordt ingegaan op de aanvullende benodigde maatregelen en controles in verband met het voorkomen van ongewenste neveneffecten. In § 14.13 komen ten slotte de benodigde uitvoeringscontroles aan de orde.

14.5 Geotechnische toets (GEO)

14.5.1 Controle op overall- en taludinstabiliteit (GEO1)

Voor de beoordeling van de overall- en taludinstabiliteit wordt verwezen naar § 11.5. Bij gestaffelde combiwanden moeten de damplanken minstens 1 m dieper reiken dan het niveau van het restprofiel bij de aansluiting van het restprofiel op de wand. Dit is om te voorkomen dat grond gaat wegstromen en de dijk zijn hoogte verliest.

14.5.2 Controle op snijden (GEO2)

In lijn met § 4.8.3 is bij een 2D-berekening een extra controle op snijden vereist bij openingen in de gestaffelde wand groter dan 1 m, en bij openingen groter dan de diameter van de buis. Conform § 6.3 dient dan ook een vergelijkende 3D-berekening te worden uitgevoerd.

14.6 Verticaal evenwicht (SSI1)

Voor het uitvoeren van de toets op verticaal evenwicht wordt verwezen naar § 11.6.

14.7 Piping en heave

Bij combiwanden die ook worden toegepast tegen het optreden van zandmeevoerende wellen dient te worden getoetst of ze voldoen aan het kritieke verhang zoals aangegeven in § 4.8.6.

14.8 Constructieve toets (STR)

14.8.1 Wand

Als uit de EEM-berekening volgt dat de bescherming tegen geotechnisch falen bij een bepaald teeniveau van de combiwand voldoende is, dan kunnen de maatgevende krachten en momenten in de wand in de daaraan voorafgaande rekenstap worden bepaald, conform de aanwijzingen in § 4.8.5 van deze PPL en conform § 3.4.9 van de PPE.

In het ontwerp moet worden aangenomen dat de rekenwaarden voor de snedekrachten volledig kunnen worden opgenomen door de buispalen, conform § 3.3.5 in CUR166, deel 2. Om de snedekrachten per buispaal te vinden moeten de snedekrachten die zijn vastgesteld in de EEM-berekening worden vermenigvuldigd met de hart-op-hartafstand van de buispalen.

De bepaling van de rekenwaarden voor krachten en momenten en de controle op de spanning in de uiterste vezel van de buispaal is verder grotendeels gelijk aan wat voor damwanden is voorgeschreven in

§ 11.8.2, § 11.8.3 en § 11.8.4. Dat geldt ook voor het daarbij in rekening brengen van corrosietoeslag, het niet toestaan van plasticiteit in de uiterste vezel en de toe te passen belastingeffect-factoren en materiaalfactoren. Het toetsen op het 'plooien' van de buis ('local buckling of primary tubular piles in combi-walls') en op het optreden van 'ovalisatie' moet echter afwijkend worden uitgevoerd, namelijk volgens § 6.6.6 van het Handboek Kademuren (CURnet SBR, 2013).

14.8.2 Controle verankering

Zie § 11.9 voor de te voeren controle van de sterkte van de ankerstaaf en van de uittrekkraft.

14.8.3 Controle gording

Zie § 11.10.

14.9 Vervormingstoets

De controle op vervormingen door hoogwaterbelasting en daarbij eventueel aanwezige verkeersbelasting moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.4 van deze PPL en conform § 3.4.8 van de PPE.

Zoals in voorgenoemde referenties aangegeven, geldt de verticale vervormingseis bij de functie van zelfstandig waterkerende constructie voor de kop van combiwand.

14.10 Beoordeling doorlatendheid constructie

Bij het toepassen van combiwanden als zelfstandige waterkering, waarbij er direct water wordt gekeerd, dienen eisen te worden gesteld aan de doorlatendheid van de constructie. Hierbij moet ook het toelaatbare overslagdebiet in acht worden genomen, rekening houdend met het aanwezige materiaal in de kern van de dijk en het al dan niet optreden van een restprofiel (§ 4.8.7).

14.11 Bevestiging ankers en damwand

Zie § 11.11.

14.12 Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp

Zie § 11.13.

14.13 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

14.13.1 Inleiding

Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor de combiwand worden in deze paragraaf behandeld.

Bij de uitvoering dient aandacht besteed te worden aan de voor het installeren van combiwanden specifieke aspecten, in het bijzonder aspecten verbonden met de uitvoering in een dijk. Combiwanden vereisen een nauwkeurige plaatsing. Deze wanden kunnen op diepte worden gebracht door middel van heien, trillen of drukken. Voor meer informatie over het installeren van deze wanden wordt o.a. verwezen naar § 9.13 en § 12.3 in Handboek Kademuren (CURnet SBR, 2013).

Waar combiwanden als zelfstandige waterkering worden toegepast, of als kwelscherm, dient speciale aandacht te worden besteed aan het uit het slot lopen van de tussenplanken. In § 12.3 in het Handboek Kademuren (CURnet SBR, 2013) staat nuttige informatie over het installeren van de wanden en hoe uit

het slot lopen van de tussenplanken kan worden voorkomen. Aanbevolen wordt om door middel van slotverklikkers tijdens de uitvoering te controleren op het uit het slot lopen van de tussenplanken. Zie ook § 5.4.9, deel 2 in CUR166 (2012) Beïnvloeding stabiliteit en omgeving tijdens uitvoering.

Bij het inbrengen van constructieve elementen van de combiwand kan schade aan niet-waterkerende objecten optreden (bebouwing, leidingen etc.) als gevolg van trillingen en/of gronddeformaties. Deze aspecten dienen vroegtijdig in het ontwerptraject te worden beschouwd. Hiervoor wordt verwezen naar § 5.3 in deel 2 van CUR166 (CUR, 2012b). Ook in § 9.13 en in § 12.3 van het Handboek Kademuren (CUR-net SBR, 2013) staat nuttige informatie over het installeren van deze wanden.

Daarnaast kan de geohydrologische situatie worden beïnvloed. Dit kan leiden tot schade of overlast aan de belending. Zie verder § 5.2.3.2.

14.13.2 Monitoring in relatie tot gestelde eisen

Voor de invulling van de monitoring tijdens de uitvoering wordt verwezen naar § 7.4.

14.13.3 Verificatie van de sterkte van het gerealiseerde ontwerp

Omdat combiwanden in dijken in de grond worden geïnstalleerd en er achteraf geen ontgraving plaatsvindt, is het nodig tijdens uitvoering een kwaliteitscontrole uit te voeren. Deze moet gericht zijn op de volgende punten.

- controle positie en scheefstand (bijvoorbeeld met betrekking tot grootte van openingen tussen de buispalen);
- damwanden in het slot: door middel van slotverklikkers dient te worden aangetoond dat de damwanden in het slot zitten. Dit is voornamelijk van belang bij zelfstandige waterkeringen, vanwege hun waterkerende functie.

14.14 Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase

In principe vragen combiwanden geen onderhoud van de constructie tijdens de levensduur. In de afweging of moet worden gekozen voor combiwanden of andere constructies of stabiliteitverhogende maatregelen kan dit voordeel worden meegewogen tegenover de grote investeringskosten. Tijdens de gebruiks- en instandhoudingsfase dient de combiwand wel gecontroleerd te worden op de volgende aspecten.

- hoogte/vervorming: is de hoogte van de wand voldoende? (eventuele afname hoogte door zinking van de wand)
- voorspanning anker (eventuele afname voorspanning door kruip)
- houdkracht anker
- sterkte combiwand: is de aantasting door corrosie niet groter dan verondersteld bij het ontwerp? (testplank)

15 Kistdam

15.1 Inleiding

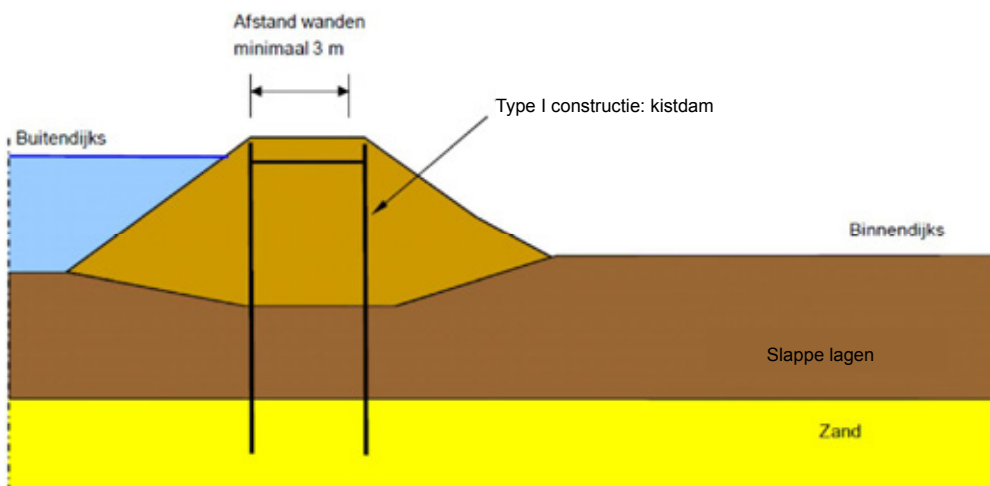
In dit hoofdstuk wordt alleen kort ingegaan op het principe en de uitvoering van een kistdam in een dijk. Zie hoofdstuk 11 (damwand) voor de uit te voeren controles, de uitvoeringsaspecten en de risicobeheersing.

Kennisleemte

Op basis van CUR166 is een aparte toetsing van de kistdamvulling vereist. Dit aspect is nog niet nader onderzocht bij toepassing van een kistdam in waterkeringen.

15.2 Principe

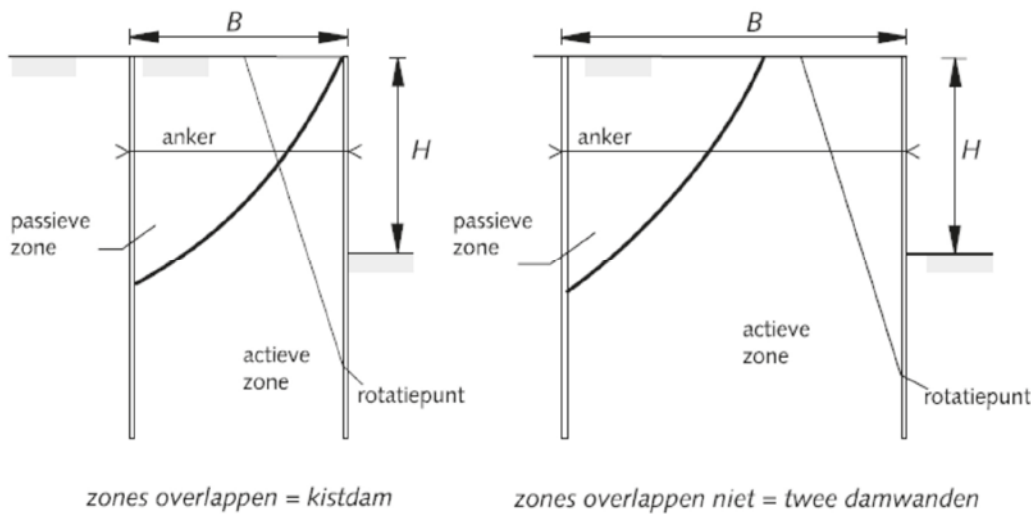
Een kistdam bestaat uit een door wanden opgesloten grondmassief, dat horizontale en verticale belastingen naar de ondergrond moet overbrengen. Meestal is een kistdam in een dijk opgebouwd uit twee evenwijdige stalen damwandschermen, die onderling door ankers gekoppeld zijn zoals weergegeven in Figuur 15.1.



Figuur 15.1 Afbeelding zelfstandig kerende constructie in de vorm van een kistdam in kruin van de dijk

Bij het faalmechanisme binnenwaartse macrostabiliteit fungeert de wand aan de polderzijde als grondkerende wand en die aan de waterzijde als ankerwand. Bij het faalmechanisme buitenwaartse macrostabiliteit wisselen de twee wanden van functie. Er is sprake van een kistdam omdat de twee wanden in elkaars invloedsgebied staan. De kistdam wordt over het algemeen toegepast als constructie met een zelfstandige functie of in gevallen waarbij er door de aanwezigheid van buitendijkse bebouwing geen ruimte is om verankering aan te brengen.

Onder hoogwateromstandigheden zal bij de wand aan de polderzijde als gevolg van belastingen een actieve zone worden ontwikkeld; bij de wand aan de rivierzijde zou een passieve zone tot ontwikkeling kunnen komen. Als de glijvlakken elkaar snijden en de passieve weerstand niet volledig tot ontwikkeling kan komen, spreken we van een kistdam. Daarbij staan de twee wanden in elkaars invloedsgebied, zie ook Figuur 15.2. Als de passieve weerstand wel volledig tot ontwikkeling komt, is er sprake van een verankerde damwand. De twee damwanden kunnen dan in principe afzonderlijk worden gedimensioneerd. Echter, gelet op de ontwerpbenadering in EEM, betekent dit dat beide wanden ook in dat geval in dezelfde EEM-analyse moeten worden beschouwd.



Figuur 15.2 Definitie kistdam of verankerde damwand op basis van de ontwikkeling van zones (Deltares, 2016b)

Bij een kistdamconstructie dienen de verticale wanden te worden geplaatst aan weerszijden van de wegconstructie. Als er voldoende ruimte voor is, mag de 'polderwand' (de wand aan de polderzijde) ook in het binnentalud worden gesitueerd.

De bovenkant van de verankering dient bij voorkeur te worden aangebracht op een diepte van minimaal 1,5 m onder de bovenkant van de weghoogte. Deze praktische maat zorgt ervoor dat de aanwezigheid van de verankering minder snel zichtbaar wordt zal zijn in de wegfundering. Ook dienen de twee wanden in verband met de benodigde kruinbreedte van de dijk minimaal 3 m uit elkaar te worden geplaatst.

In waterkeringen wordt meestal uitgegaan van het handhaven van het bestaande dijksmateriaal tussen de twee wanden. Bij rivierdijken is dat meestal klei of klei-achtig zand. Het bovenste deel bestaat vaak uit de fundering van een weg op de dijk.

De kruin moet over een breedte van minimaal 3,0 m voldoen aan de vereiste hoogte. Deze vereiste kruinhoogte kan worden behaald met de grond tussen de wanden. In dat geval kan de bovenkant van de damwanden op een praktische maat onder de kruin worden afgewerkt, rekening houdend met eventuele zakkingen gedurende de levensduur van de kistdam. Ook bestaat de mogelijkheid om de wanden te benutten als grondkering. In dat geval dient een of beide wanden te voldoen aan de vereiste hoogte van de dijk. In de afwerkhoogte van de damwand(en) moet dan rekening worden gehouden met eventuele zakkingen van de wand gedurende de levensduur van de constructie.

15.3 Uitvoering

Voor de uitvoering van damwanden wordt verwezen naar § 11.14. Na het inbrengen van de damwanden dient, in verband met het aanbrengen van de verankering, de grond tussen de damwanden tot minimaal de benodigde verankeringsdiepte te worden ontgraven. Een andere mogelijkheid is de ankerstangen tussen de damwanden aan te brengen via gegraven sleuven. Om zetting van bebouwing op de dijk te voorkomen, als gevolg van ontspanning van de grond, kan het nodig zijn tijdelijke stempels aan te brengen tussen de damwanden.

16 Korte damwand

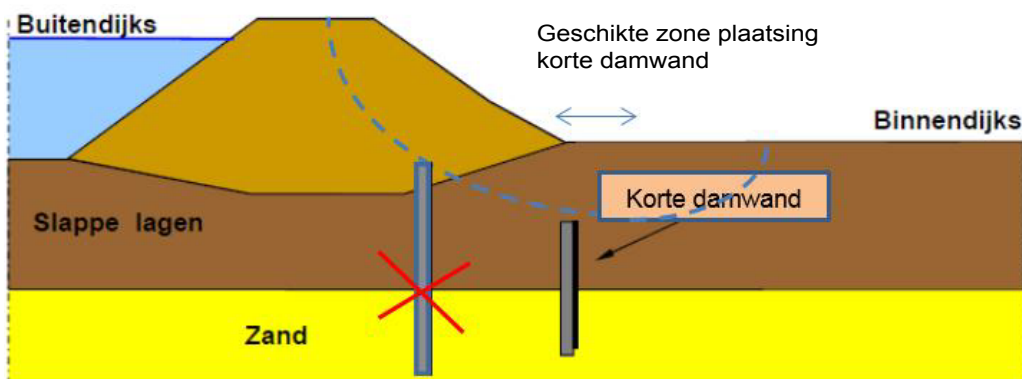
16.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op het ontwerp en de toepassing van een korte damwand zonder gording als stabiliteitverhogende constructie in een dijk. Een korte damwand zal om praktische redenen meestal discontinu uitgevoerd worden.

16.2 Principe

16.2.1 Algemeen

Een korte damwand is een onverankerde wand, die met de bovenkant een aantal meters beneden het maaiveld wordt ingebracht. Figuur 16.1 geeft een schets van de situering van de korte damwand in een dwarsdoorsnede.



Figuur 16.1 Korte damwand als dijkversterkingstechniek, gecombineerd met een korte stabiliteitsberm in grond

Een korte damwand is met name geschikt voor toepassing bij diepere glijvlakken bij opdrijven. Op basis van ontwerpervaringen is gebleken dat een korte wand zijn functie het beste vervult als hij ter plaatse van het diepste punt van de glijcirkel wordt aangebracht. In dat geval is de vernagelende werking het grootst en het inklemmingsmoment het kleinst, bij een minimale lengte van de wand. Dit betekent dat de ideale positie afhankelijk is van het optredende glijvlak waarvoor de dijk versterkt wordt. Vaak betekent dit, uitgaande van toepassing bij binnenwaartse macro-instabiliteit, dat de meest optimale positie van de korte palenwand ligt in de zone vanaf de binnenteen tot enkele meters richting het achterland. Indien de wand meer richting buitendijks wordt geplaatst, neemt niet alleen de effectieve werking af (palen staat niet meer loodrecht op de glijcirkel), maar komt ook de bovenzijde van de palen veel hoger te liggen. Als de bovenkant te diep is gelegen, gaat het glijvlak immers over de boorpalen heen; de palen dienen de glijcirkel te doorsnijden om effect op het glijvlak te kunnen hebben. In dat geval moet de bovenkant van de palen dus hoger worden gemaakt. Dit leidt tot een aanzienlijke toename van snedekrachten.

Indien de wand te ver landinwaarts wordt geplaatst, geldt in zekere zin hetzelfde. De effectiviteit neemt af en als de wand te ver landinwaarts wordt geplaatst, worden de maatgevende glijcirkels helemaal niet voorkomen. Uit analyses moet worden vastgesteld op welke locatie in de dwarsdoorsnede de wand optimaal kan worden benut.

Bij toepassing voor buitenwaartse macrostabiliteit is de redenering overeenkomstig, maar de richting omgekeerd. Deze techniek zal bij buitenwaartse macrostabiliteit ook alleen geschikt zijn als er tijdens de stabiliteitscontrole geen ondiepe glijvlakken bovenlangs de wand optreden.

Onzekerheden met betrekking tot het kunnen ontstaan van ondiepere glijvlakken bovenlangs de korte damwand (zie ook Figuur 16.1) dienen te worden uitgesloten op basis van stabiliteitsberekeningen met een betrouwbare modellering van de ondergrond op basis van lokaal grondonderzoek. Dit faalmechanisme (macrostabiteit) wordt beschouwd in de EEM-modellering bij het ontwerpen van de korte damwand. Bij een eventuele voorselectie van technieken kan eventueel al op basis van klassieke glijvlakberekeningen worden vastgesteld of de ondiepere glijvlakken voldoen aan de aan de geotechnische stabiliteit gestelde eisen conform § 4.1.5.1. De korte damwand kan in dat geval als een verboden lijn worden opgegeven.

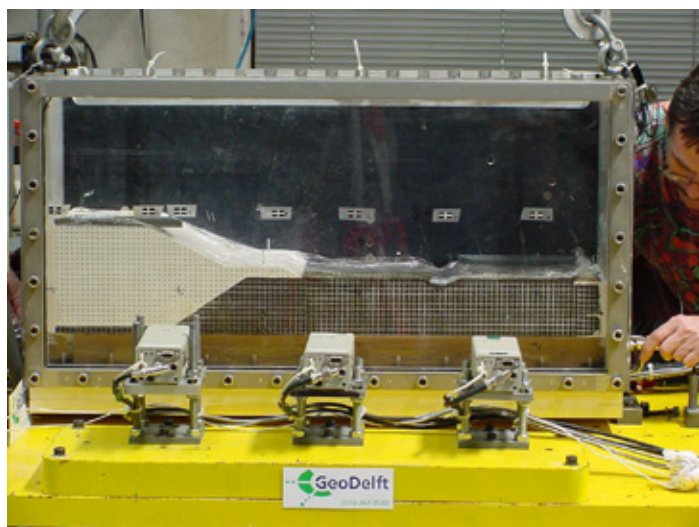
Ondiepere glijvlakken kunnen eventueel worden voorkomen door een korte berm toe te passen. Daarvoor moet wel voldoende ruimte zijn. Deze combinatie van een korte berm met een korte damwand is een volwaardig alternatief en kan kostenbesparend zijn ten opzichte van toepassing van een lange (on)verankerde damwand en ruimtebesparend ten opzichte van een grondoplossing.

Een korte damwand kan in principe worden toegepast als een doorgaande of als een discontinue wand. De verwachting is echter dat het lastig zal zijn om een doorgaande wand te plaatsen, omdat dit het inbrengen extra lastig maakt door de olopende slotwrijving.

16.2.2 Ontwikkeling

In het verleden, rond 2002–2004, is veel geïnvesteerd in de ontwikkeling van de korte damwand. In die periode is veel onderzoek gedaan naar de toepassing ervan. Dit onderzoek is begeleid door een klankbordgroep. Om de werking van de korte damwand te kunnen aantonen zijn toen geo-centrifugeproeven (GeoDelft) uitgevoerd. Deze centrifugeproef met de korte damwand was zodanig opgezet dat de resultaten vergeleken konden worden met de centrifugeproef 'Bergambacht'. De resultaten van de centrifugeproef Bergambacht, waar de oprijfproblematiek bij macrostabiteit van een dijk is onderzocht, waren toen al beschikbaar. Daarom zijn bij de proef voor de korte damwand de geometrie en materiaaleigenschappen identiek gehouden aan de Bergambacht-centrifugeproef. Onder de stabiliteitsberm is alleen een korte stijve damwand aangebracht.

Figuur 16.2 toont de opstelling van de centrifugeproef die voorafging aan de installatie van de korte damwand.



Figuur 16.2 Opstelling centrifugeproef

De centrifugeproef met de korte damwand heeft aangetoond dat de korte damwand de stabiliteit van de dijk onder opdrijfomstandigheden vergroot en dat er geen bezwijkmechanismen over het hoofd worden gezien. Daarnaast is gebleken dat de damwand niet ontoelaatbaar vervormt bij een aantal herhaalde hoogwatersituaties uitgaande van een waterstand die qua hoogte zo'n 60 à 80% was van de maatgevende hoogwaterstand die tijdens de proef is aangehouden.

Bij de ontwikkeling van de korte damwand is destijds ook een ontwerpmethodede in EEM ontwikkeld en is vastgesteld dat de opdrijfomstandigheden goed kunnen worden gemodelleerd in de EEM-analyse. Deze ontwikkeling is het begin geweest van het ontwerpen van langsconstructies met behulp van EEM-analyses. De korte damwand kan worden ontworpen op basis van de veiligheidsbeschouwing en de EEM-benadering zoals behandeld in deze publicatie, waarbij zowel de geotechnische als de constructieve aspecten beoordeeld dienen te worden.

16.3 Overzicht van toe te passen controles

De maximaal toelaatbare faalkans voor de drie afzonderlijke faaloorzaken (geotechnisch, constructief, eventuele grond-constructie-interactie) moet worden bepaald conform § 4.2.

De volgens § 4.6 uit te voeren ontwerpcontroles voor het geval van een korte damwand worden uitgewerkt in de volgende paragrafen.

- § 16.5 Geotechnische stabiliteit (GEO1)
- § 16.6 Constructieve sterkte wand (STR1)
- § 16.7 Vervormingen door hoogwaterbelasting

In Bijlage A.3.6 zijn de toe te passen belastingeffect-factoren en constructieve materiaalfactoren voor de korte damwand weergegeven.

In afwijking van § 4.3 is het bij korte damwanden niet mogelijk om een doorlopende gording te plaatsen. De herverdelingscapaciteit is daardoor minder dan bij een lange damwand met doorlopende gording. Daarom is bij de korte damwand gekozen voor hogere belastingeffect-factoren dan bij de lange damwand met doorlopende gording.

Voor discontinue korte damwanden gelden de bepalingen in § 5.8. Vanwege de in § 5.8.2 gegeven aanwijzingen voor de toe te passen afmetingen van de damwandsecties en openingen, hoeft niet te worden gecontroleerd op het bezwijkmechanisme snijden (§ 4.8.3) en zijn ook geen vergelijkende 3D-berekeningen nodig (§ 6.3).

In § 16.8 wordt ingegaan op de aanvullende benodigde maatregelen en controles in verband met het voorkómen van ongewenste neveneffecten. In § 16.9 wordt ingegaan op de verticale plaatsingsonzekerheid, die specifiek is voor korte damwanden. In § 16.10 wordt ten slotte ingegaan op de benodigde uitvoeringscontroles.

16.4 Schematiseringsaspecten

16.4.1 Inleiding

De aanwijzingen in hoofdstuk 5 voor het schematiseren van bodemopbouw en waterspanningen, inclusief de daarbij via scenario's in rekening te brengen onzekerheid, gelden ook voor de korte damwand. Aanvullend worden hierna enkele schematiseringsaspecten aangeduid die specifiek gelden voor korte damwanden.

16.4.2 Gevoeligheid voor bodemschematisering

De stabiliteitscontrole voor een korte damwand is gevoeliger voor de bodemschematisering dan een lange (on)verankerde damwand hoog in het talud. Dat komt omdat bij een korte damwand glijvlakken ook boven de kop van de wand kunnen optreden. Vanwege het ontbreken van verankering is verder ook een grotere gevoeligheid te verwachten voor de berekende vervormingen. Hiermee dient rekening te worden gehouden bij het opstellen van de scenario's, zoals beschreven in § 5.6. Bij korte damwanden behoeft de ligging van het dijksmateriaal in het bijzonder aandacht.

16.4.3 Invloed plaatsingsonzekerheden

Bij het vaststellen van de schematiseringsfactor voor zowel geotechnische stabiliteit als constructief bezwijken dient ook rekening te worden gehouden met de plaatsingsonzekerheden van de korte damwand. Zie verder § 16.9.

16.4.4 Restprofiel

Bij het toepassen van de korte damwand kunnen glijvlakken boven de kop van de damwand optreden. Het modelleren van een restprofiel (§ 4.8.7) is daarom niet toegestaan.

16.5 Geotechnische toets (GEO1)

De controle van geotechnische stabiliteit (GEO1) moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.1 van deze PPL en conform § 3.4.10 van de PPE. Bij deze toets dient rekening te worden gehouden met eventuele plaatsingsonzekerheden ten aanzien van de inbrengdiepte en de hoogte van de bovenkant van de damwand, zie ook § 16.8.

Vanwege de in § 5.8.2 gegeven aanwijzingen voor de toe te passen afmetingen van de damwandsecties en openingen hoeft niet op het bezwijkmechanisme snijden (GEO2) te worden gecontroleerd (§ 4.8.3).

16.6 Constructieve toets (STR1)

Afgezien van de verschillende belastingeffect-factoren is de toetsing conform die van de damwanden, zie § 11.8.

16.7 Vervormingstoets

De controle op vervormingen door hoogwaterbelasting en daarbij eventueel aanwezige verkeersbelasting moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.4 van deze PPL en conform § 3.4.8 van de PPE.

Een dijk met een korte damwand kan meer deformeren dan toelaatbaar is bij toepassing van de standaard vervormingseisen. Een toets op maat kan daarom noodzakelijk zijn.

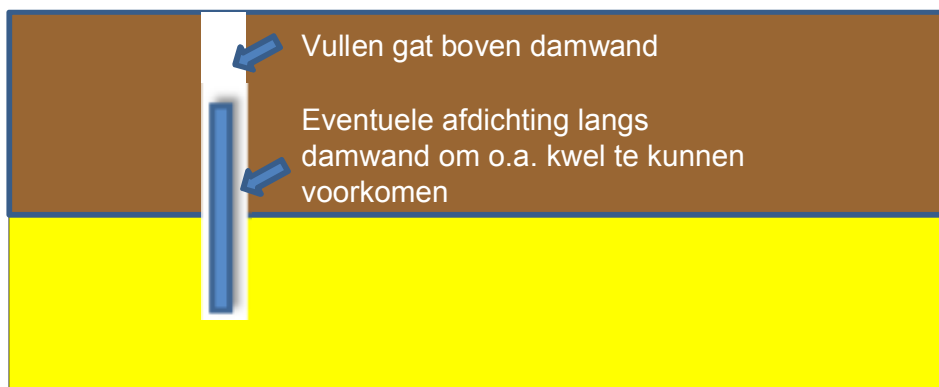
16.8 Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp

16.8.1 Inleiding

Bij de uitwerking van een constructieve maatregel in de waterkering dient ook te worden stilgestaan bij bijeffecten die het waterkerende vermogen negatief kunnen beïnvloeden. Deze bijeffecten kunnen optreden tijdens het installeren van de constructie maar ook tijdens de levensduur. Het is belangrijk dat de constructie gerealiseerd kan worden zonder dat een te grote negatieve invloed ontstaat op het waterkerend vermogen en de omgeving; zie verder hoofdstuk 8.

16.8.2 Afdichting gat in de grond na installatie van de damwand

De eventuele nadelige effecten van het inbrengen zijn een belangrijk aandachtspunt in het ontwerp van de korte damwand. Welke nadelige effecten het betreft is afhankelijk van de inbrengmethode. Holle ruimte tussen de damwand en de grond tijdens het inbrengen kan leiden tot het ontstaan van een kwelweg langs de wand, tot het uitspoelen van grond of tot het ontstaan van hogere waterspanningen in het holocene pakket langs de damwand. Daarom dient deze ruimte te worden afgedicht met bijvoorbeeld cement-bentoniet. Bovendien moet het gat boven de damwand worden gevuld met hiervoor geschikt materiaal. Zie ook Figuur 16.3.



Figuur 16.3 Schets aandachtspunten afdichting langs damwand en boven damwand

Het is nodig om in de ontwerpfase het effect van het vulmateriaal op zowel de krachten in de constructie als de geotechnische stabiliteit en de vervormingen te beschouwen. Het vulmateriaal mag niet leiden tot een toename van de krachten in de constructieve elementen maar moet wel de veronderstelde sterkte en stijfheid voor de geotechnische stabiliteit leveren. Hiervoor is het nodig de eigenschappen van het vulmateriaal qua sterkte, stijfheid en doorlatendheid af te stemmen op de eigenschappen van de oorspronkelijk grond.

16.8.3 Beïnvloeding geohydrologische situatie

Omdat de korte damwand enige meters onder het maaiveld wordt ingebracht, is de invloed op de geohydrologische situatie naar verwachting nihil.

16.9 Invloed plaatsingsonzekerheden op het ontwerp

In het ontwerp dient rekening te worden gehouden met eventuele plaatsingsonzekerheden met betrekking tot de inbrengdiepte en de afwerkhoogte van de damwand. Er zijn nog weinig ervaringen met het inbrengen van een korte damwand. Het is daarom raadzaam om vooraf de invloed van de plaatsingsonzekerheden te beschouwen. De plaatsingsonzekerheid is afhankelijk van de inbrengmethode.

Bij een hoger afwerkniveau van de damwand geldt in principe:

- toename stabiliteit bovenlangs
- afname stabiliteit onderlangs
- grotere grondbelasting op de wand (toename moment e.a.)
- grotere vervormingen (minder inklemming)

Bij een lager afwerkniveau van de damwand geldt in principe:

- afname stabiliteit bovenlangs
- toename stabiliteit onderlangs

- minder grondbelasting op de wand (afname moment)
- kleinere vervormingen (meer inklemming)

Zoals hierboven aangegeven, is het verticale afwerkniveau van de wand van belang voor verschillende mechanismen. Wanneer het afwerkniveau binnen de breedte van een afschuivvlak echter 'random' varieert, dan geldt dat dieper gelegen planken meer inklemmingsmoment naar zich toe trekken dan gemiddeld, en ondiep gelegen planken minder dan gemiddeld. Van belang is dat de planken in dat geval ook de extra toename in moment kunnen opnemen. Ook het effect op de vervorming en de stabiliteit moeten in dat geval nader worden beschouwd. In deze beschouwing kan de invloed over de lengte van het hele afschuivvlak worden meegenomen.

De verwachting is dat de plaatsingsonzekerheid klein zal zijn, in de orde van 0,1 m – 0,2 m. Verificatie van de inbrengdiepte van de korte damwand is derhalve belangrijk, zie ook § 16.10.5.

16.10 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

16.10.1 Inleiding

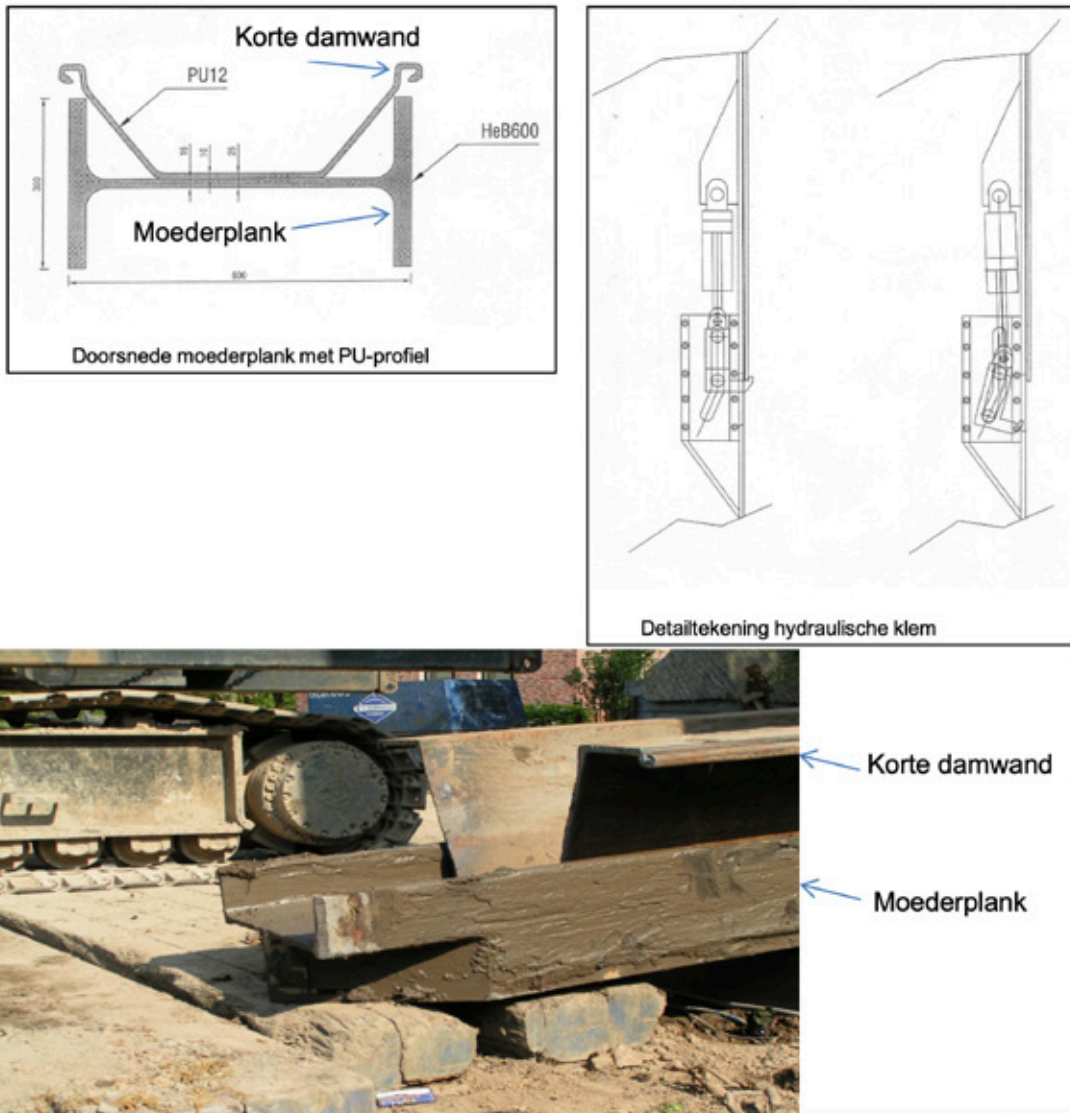
Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor korte damwand worden behandeld in deze paragraaf. Bij een korte damwand zijn de uitvoeringsaspecten deels gelijk aan die van een lange stalen damwand, zie § 11.14. De volgende subparagrafen zijn daarom alleen gewijd aan de specifieke uitvoeringsaspecten behorende bij een korte damwand.

16.10.2 Ervaringen uitvoering

Er zijn enkele ervaringen met de uitvoering van de korte damwand op basis van twee (proef)projecten. In het dijkversterkingsproject Medemblik–Enkhuizen, waar ter voorkoming van het mechanisme piping een plaatselijk aanwezige tussenzandlaag moest worden afgesloten door middel van een waterkerend scherm, zijn damwandplanken met een lengte van 5 m en van 10 m ingebracht met een stalen oplanger door middel van trillen. Er was geen sprake van het overschrijden van de toen geldende SBR-richtlijn A 'Schade aan bouwwerken door trillingen'. Op basis van de bevindingen en conclusies van de uitvoering van de dijkversterking Medemblik–Enkhuizen vond in 2005 voor de dijkversterking Nederlek in de Krimpenerwaard een pilot plaats ten behoeve van het optimaliseren van de inbrengmethode van een korte damwand. Bij dit project was er sprake van het inbrengen van een korte damwand als stabiliteitverhogende techniek bij opdrijven. Voor het inbrengen van een korte damwand is toen een systeem bedacht en uitgewerkt. Dit systeem is getest door op de proeflocatie, waar ook lange damwanden waren aangebracht, twee korte damwandplanken met het systeem in te brengen. Een korte damwand werd in de ondergrond aangebracht met behulp van een moederplank, waarin de korte damwand met een hydraulisch klemsysteem werd bevestigd.

Bij dit proefproject waren de belangrijkste aandachtspunten het inbrenggedrag, mogelijke schade aan bebouwing en omgevingshinder. Een ander belangrijk aandachtspunt was het afdichten van het gat in de ondergrond dat overblijft bij het trekken van de oplanger of moederplank waarmee de korte damwand is aangebracht.

Tijdens de proef zijn twee korte damwanden (PU12; lengte 10 m) trillend (hoogfrequent) ingebracht. Bij het trekken van de moederplank, een HEB600-profiel (lengte ≥ 20 m), werd de opening in de grond geïnjecteerd met (cement)bentoniet. De onderkant van de planken is tot circa NAP- 19 m ingebracht,



Figuur 16.4 Moederplank met PU-profiel en detailtekening hydraulisch klemsysteem (rechts boven)

dat wil zeggen dat de planken ca. 6 m in het pleistocene zand zijn ingebracht. Uit trillingsmetingen tijdens de proef is gebleken dat de gebruikte inbrengmethode voor de korte damwanden, waarbij een lang en zwaar HEB-600-profiel gebruikt werd, leidde tot een wisselend beeld. In de omgeving werden deels vergelijkbare trillingen gemeten als bij het inbrengen van traditionele lange stalen damwanden (AZ26-profielen), en deels hogere. De panden stonden op ongeveer 20 m vanaf de damwandlocatie. Zie het evaluatierapport van de damwandproef voor meer informatie (Deltares, 2006).

Bij het inbrengen van de korte damwanden dient rekening te worden gehouden met eventuele omgevingsbeïnvloeding, waarbij, tenzij anders voorgeschreven, de grenswaarden moeten worden aangehouden zoals aangegeven in de SBR-richtlijn (SBRCURnet, 2017). Zie verder § 7.3.

16.10.3 Voorbereiding van de uitvoering

Het definitieve ontwerp moet te worden doorvertaald naar een uitvoeringsplan. Daarbij dient de uitvoerende partij betrokken te worden. Het is noodzakelijk de risico's ten aanzien van het binnen de gestelde grenswaarden op diepte brengen van de korte damwanden zorgvuldig te beschouwen. Het uitvoerings-

plan bevat bij voorkeur eventuele trillingreducerende maatregelen en/of mogelijke terugvalsscenario's voor het geval dat de damwanden lastig op diepte kunnen worden gebracht.

16.10.4 Invloed op macrostabieleit tijdens de bouw

Bij het inbrengen van stalen damwanden dient rekening te worden gehouden met een eventuele beinvloeding van de stabiliteit van de bestaande dijk. Dit is van belang: er kan stabiliteitsverlies van het dijklichaam optreden, met name bij het intrillen van damwanden in combinatie met het gewicht van het materieel, zie ook § 11.14.4.

Wanneer het gat boven de korte damwand tijdelijk blijft openstaan, kan dit invloed hebben op de uitvoeringsstabieleit. Een gefaseerde uitvoering wordt aangeraden, waarbij het gat boven de korte damwand slechts over korte afstanden open blijft staan voordat de gaten definitief worden gedicht.

16.10.5 Verificatie op uitvoeringsafwijkingen ontwerp

Tijdens het installeren van een korte stalen damwand dient te worden gecontroleerd of de constructie conform het uitvoeringsplan wordt ingebracht; zie ook hoofdstuk 7.

Dit betreft o.a.:

- inbrengdiepte en hoogte van de bovenkant van de wand – plaatsingsonzekerheden mogen niet groter zijn dan verondersteld in het ontwerp;
- afstanden tussen de damwandsecties – deze openingen in de wand mogen niet groter zijn dan aangegeven in het uitvoeringsplan (waarbij het uitvoeringsplan is opgesteld op basis van het ontwerpplan);
- positionering van de damwanden – de damwandprofielen dienen zodanig geplaatst te worden dat de flenzen van de eindplanken (bij de openingen) op trek worden belast. Zie ook Figuur 5.5 (rechts, onverankerde damwand);
- controle op afdichting van mogelijke kwelwegen langs de damwand;
- kwaliteitscontrole van het vulmateriaal (op dichtheid, doorlatendheid en sterkte- en stijfheidseigenschappen), zie ook § 7.5.2.3.

Afwijkingen tijdens het installeren van de constructie dienen te worden vastgelegd in een uitvoeringsrapport en op revisietekeningen. Tevens moet worden vastgesteld of de afwijkingen invloed hebben op het ontwerp en de levensduur van de constructieve elementen.

16.11 Aspecten tijdens de gebruiks- en instandhoudingsfase

De verwachting is dat de bovenkant van de korte damwand enkele meters onder het maaiveld zal worden geplaatst. Het inspecteren op het gedrag van de constructie zelf is daardoor lastig. Daarom moet bij het inspecteren meer gelet worden op het vervormingsgedrag van de grond. Bovenmatige vervormingen van de grond tijdens WBN kunnen worden veroorzaakt door horizontale vervormingen van de damwand of van de grond bovenlangs de damwand. De mogelijkheid bestaat om het vervormingsgedrag van zowel de grond als de korte damwand in kaart te brengen door een inclinometer te installeren, direct naast de korte damwand. Uit de monitoring kan de oorzaak van eventuele deformaties van de grond dan beter worden vastgesteld.

Daarnaast dient in het ontwerp aandacht te worden besteed aan de mate van corrosie die optreedt tijdens de levensduur van de constructie, zie § 5.7.3.

17 Korte boorpalenwand

17.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op het ontwerp en de toepassing van een korte wand bestaande uit niet-overlappende boorpalen zonder gording, als stabiliteitverhogende constructie in een dijk. Hierna zal voor deze uit boorpalen bestaande korte wand de term 'korte palenwand' worden gebruikt, ook al zijn de palen niet overlappend en ook onderling niet door een gording verbonden. Net als in hoofdstuk 12 wordt bij de uitwerking in dit hoofdstuk uitgegaan van toepassing van een gewapende, in de grond gevormde betonpaal. Dit betekent niet dat andere paaltypen uitgesloten zijn.

De korte palenwand is nauw verwant aan de korte damwand uit hoofdstuk 16 en vertoont daarmee op veel punten overlap. In dit hoofdstuk worden van de korte palenwand daarom alleen de aspecten behandeld die afwijkend zijn van de korte damwand.

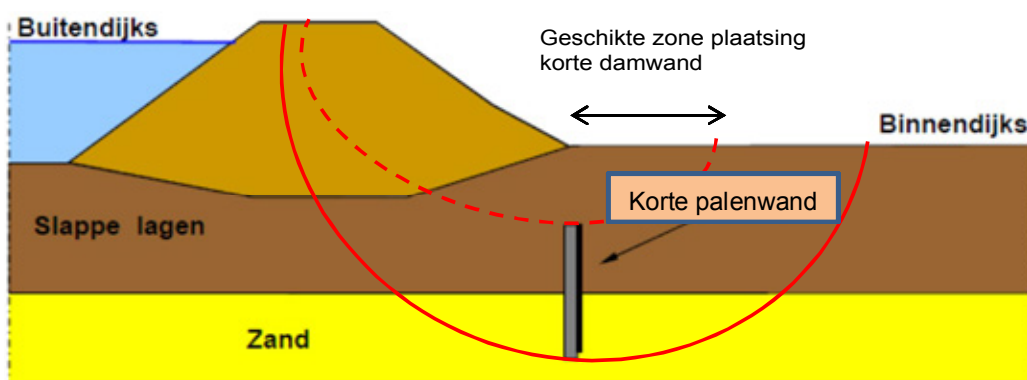
De korte palenwand is nog niet in de praktijk toegepast en is daarom voorsnog een conceptuele oplossing. De tekst in dit hoofdstuk moet dan ook worden gezien als een handreiking voor het moment dat een korte palenwand toegepast gaat worden.

17.2 Principe

17.2.1 Algemeen

Toepassing van korte palenwanden als stabiliteitverhogende constructies is met name voorzien in situaties met diepere glijvlakken bij opdrijven, waarbij geen, of minimale, trillingen ten gevolge van installatie-effecten zijn toegestaan. Het is dus een geschikte oplossing voor in de nabijheid van woningen.

Bij korte palenwanden worden de palen aan de onderzijde meerdere meters onder de glijcirkel aangebracht. De bovenzijde van de palen blijft enkele meters beneden het maaiveld. Zodoende verdeuvelen de palen de diepe glijcirkels in de stabielere diepere grondlagen onder de glijcirkel en blijven alleen (niet maatgevende) ondiepe glijcirkels over die over de palen heen kunnen gaan. Voorwaarde voor toepassing van korte palenwanden is dat deze ondiepe glijcirkels aan de benodigde geotechnische stabiliteitseisen voldoen, zie de uitleg in § 16.2 voor de korte damwand.



Figuur 17.1 Korte palenwand als dijkversterkingstechniek

17.2.2 Ontwikkeling

Tijdens de opstartfase van dijkversterking Kinderdijk–Schoonhovenseveer (KIS) is onderzocht in hoeverre een korte palenwand een alternatief kan zijn voor verankerde wandconstructies in het binnentalud

(type II-constructies). Dat bij KIS geen korte palenwand is toegepast, had te maken met een praktisch probleem: het ontbreken van een geschikte locatie in de dijk. Die geschiktheid hangt af van allerlei zaken. Denk aan de aanwezigheid van kabels en leidingen, de bereikbaarheid voor de boorstelling, eigendoms-grenzen, de ligging van woningen. Bij KIS bleken vaak slechts één à twee posities mogelijk, ergens halverwege of hoog in het binnentalud. Zoals hiervoor toegelicht, worden bij een positie te ver in de richting van de rivier de wanden te zwaar. Dat was bij KIS ook het geval.

17.3 Overzicht van toe te passen controles

17.3.1 Algemeen

De maximaal toelaatbare faalkans voor de drie afzonderlijke faaloorzaken (geotechnisch, constructief, eventuele grond-constructie-interactie) moet worden bepaald conform § 4.2.

De volgens § 4.6 uit te voeren ontwerpcontroles voor een korte damwand zijn uitgewerkt in de volgende paragrafen.

§ 5.10.5 Scheurwijdte

§ 17.4 Geotechnische stabiliteit (GEO1) en snijden (GEO2)

§ 17.6 Constructieve sterkte wand (STR1)

§ 17.7 Vervormingen door hoogwaterbelasting

In Bijlage A.3.7 zijn de toe te passen belastingeffect-factoren en constructieve materiaalfactoren voor de korte palenwand weergegeven.

Net zoals bij korte damwanden is het bij een korte palenwand niet mogelijk om een doorlopende gording te plaatsen. De herverdelingscapaciteit is daardoor minder dan bij een lange discontinue boorpalenwand met doorlopende gording. Bij de korte boorpalenwand is daarom gekozen voor hogere belastingeffect-factoren voor normaalkracht en moment dan bij de lange boorpalenwand met doorlopende gording.

Conform § 6.3 is bij niet-aaneengesloten palen naast een 2D-analyse ook een vergelijkende 3D-analyse nodig als de h.o.h.-afstand groter is dan 2 keer de diameter, of de afstand tussen de onderlinge elementen groter dan 1 m.

17.3.2 Uitvoeringstoleranties in ontwerp

In een goed ontwerp zijn realistische uitvoeringstoleranties al meegenomen. Bij een boorpaal verschillen deze van die bij een stalen damwand. Met name het ondergronds afwerken van de paalkop vormt een risico, omdat het (definitieve) afwerkingsniveau van de paalkop moeilijk gecontroleerd kan worden. Dit komt door de diepte van het afwerkingsniveau onder het maaiveld.

Voor de verticaliteit van een geboorde paal is een afwijking van 1:100 reëel. Dit heeft met name effect op het mechanisme 'snijden van grond tussen de palen door', omdat het de onderlinge afstand van de palen beïnvloedt. Voor de goede orde wordt opgemerkt dat de verticaliteit al gerekend moet worden vanaf het installatieniveau van de palen en niet pas vanaf de paalkop.

De verticale plaatsingstolerantie van de paalpunt bedraagt +/- 0,1 m; dit is meestal niet maatgevend voor het ontwerp. Voor de horizontale plaatsingstolerantie bij installeren kan 50 tot 75 mm in alle richtingen op het installatieniveau worden aangehouden als reële waarden. Qua krachtswerking heeft dit door-

gaans een verwaarloosbare invloed; de invloed komt met name tot uiting bij het mechanisme 'snijden van grond tussen de palen door'; omdat in het slechtste geval de opening $2 \cdot 75 = 150$ mm groter wordt (exclusief effect van verticaliteit).

De grootste onzekerheid zit in de hoogte van de paalkop. Een hogere paalkop is weliswaar gunstig voor de stabiliteit van de ondiepe glijcirkels, maar trekt ook extra krachten aan. Een te diepe paalkop is daarentegen juist ongunstig voor de ondiepe glijcirkels. Theoretisch dient de paalkop dan ook op een diepte te zitten waar de stabiliteit van de ondiepe glijcirkels gegarandeerd is. Daarom wordt de paalkop in werkelijkheid hoger afgewerkt door de uitvoeringstolerantie in het ontwerp te verdisconteren om die theoretische diepte te garanderen. De wapening wordt dan bepaald uitgaande van de snedekrachten die voortkomen uit de hogere paalkop. Geadviseerd wordt een uitvoeringstolerantie in het ontwerp mee te nemen van -0 m / $+0,5$ m voor de diepteligging van de paalkop. Omdat wapening van de overhoogte niet bijdraagt aan de veiligheid van de constructie, hoeft hierin niet te worden voorzien. Eventueel scheuren van de extra $0,5$ m leidt tot een afname van momenten in de palenwand.

17.4 Geotechnische toets (GEO)

De controle op geotechnische stabiliteit (GEO1) moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.1 van deze PPL en conform § 3.4.10 van de PPE. Bij deze toets dient rekening te worden gehouden met eventuele plaatsingsonzekerheden ten aanzien van de inbrengdiepte en de hoogte van de bovenkant van de korte palenwand.

Bij niet-overlappende boorpalen moet verder op snijden (GEO2) worden getoetst conform § 4.8.3.

17.5 Schematisering buigstijfheid

Zie § 5.10.4 voor de modellering van de buigstijfheid in de eindige-elementenberekening, onder invloed van scheurvorming. Wanneer de palen niet overlappen is het toelaatbaar om rekening te houden met een gereduceerde equivalente buigstijfheid van de paal, zoals aangegeven in § 5.8.1.

17.6 Constructieve toets (STR1)

Afgezien van de verschillende belastingeffect-factoren, is de toetsing conform die van een lange overankerde palenwand, zie § 12.7.1 tot en met § 12.7.3.

17.7 Vervormingstoets

De controle op vervormingen door hoogwaterbelasting en daarbij eventueel aanwezige verkeersbelasting moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.4 van deze PPL en conform § 3.4.8 van de PPE.

Een dijk met een korte palenwand kan meer deformeren dan toelaatbaar is bij toepassing van de standaard vervormingseisen. Een toets op maat kan daarom noodzakelijk zijn.

17.8 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

17.8.1 Inleiding

Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor de korte boorpalenwand worden behandeld in deze paragraaf. Daarnaast geldt dat de uitvoeringsaspecten bij korte boorpalen in de basis gelijk zijn aan die van lange boorpalen, zie § 12.10. In de volgende subparagrafen komen daarom alleen de uitvoeringsaspecten aan de orde die specifiek zijn voor de korte palenwand.

17.8.2 Uitvoeringstoleranties in relatie tot het ontwerp

De onzekerheid over de diepteligging van de paalkop komt met name voort uit het feit dat het een in de grond gevormde paal betreft. De afwerking van de paalkop vindt onder de grond plaats, dus kan het daadwerkelijk gerealiseerde paalkopniveau niet (goed) visueel worden gecontroleerd. De ligging van de paalkop kan niet gegarandeerd worden door uit te gaan van het theoretische volume van de paal en daar het betonverbruik op af te stemmen. Vanwege overconsumptie zal er namelijk meer beton nodig zijn en dat kan oplopen tot wel 20 à 25% bij slappe veenlagen. Hiermee moet rekening worden gehouden bij het afstorten van de paalkop.

Indien iedere paal wordt gewapend, dient bij een h.o.h.-afstand van 1D wel rekening te worden gehouden met de uitvoeringstoleranties (zie § 17.3.2: horizontale plaatsingstoleranties en verticaliteit) om te voorkomen dat tijdens het boren de naastgelegen paal(wapening) wordt beschadigd.

17.8.3 Opvullen loze ruimte boven paalkop

Omdat de betonpaal enige meters beneden maaiveld wordt afgewerkt, dient de ruimte tussen de paalkop en maaiveld opgevuld te worden. Als dat niet wordt gedaan, verzwakt de dijk. Het aanvullen moet plaatsvinden voordat de volgende paal wordt geboord, maar niet per definitie direct aansluitend op het storten van het beton (als het resterende deel van het boorgat maar wel gesteund blijft).

Voor alle aanvullingen geldt dat in de ontwerpfase bepaald moet worden of er een effect is op de geotechnische stabiliteit van de ondiepe glijcirkels, de geohydrologische situatie en de snedekrachten in de boorpalen. Eventuele eisen aan dichtheid, sterkte, stijfheid of doorlatendheid dienen in het ontwerp vastgelegd te worden, zodat uiteindelijk alles in het keuringsplan aangetoond wordt. Bovendien moet aandacht besteed worden aan een zo homogeen mogelijke opvulling opdat er geen holle ruimtes achter blijven.

Aanvullen mag niet met een materiaal dat een buigend moment kan opnemen. In dat geval zal namelijk ook de constructieve korte paal een extra kopmoment krijgen en daarop is hij niet ontworpen. Opvullen met (schrale) beton e.d. valt derhalve af, behalve als het effect op de korte paal is meegenomen.

Opvullen met zand of grind is een optie. Deze materialen zijn meestal veel doorlatender dan het natuurlijke aanwezige materiaal. Daardoor kan dus mogelijk beïnvloeding van de freatische waterstand optreden, of directe verbinding tussen verschillende zandlagen. Anderzijds kunnen deze zand-/grindkolommen ook gebruikt worden als drainageconstructie om juist het overslagdebiet op te vangen tijdens hoogwater.

Als de lokale omstandigheden vereisen dat er geen doorlatende kolommen mogen ontstaan, kan het gat worden opgevuld met een zand-bentonietmengsel, zwelklei e.d.

17.8.4 Verificatie op uitvoeringsafwijkingen ontwerp

Tijdens het installeren van een korte boorpalenwand dient te worden gecontroleerd of de constructie conform het uitvoeringsplan wordt ingebracht; zie ook hoofdstuk 7.

Dit betreft o.a.:

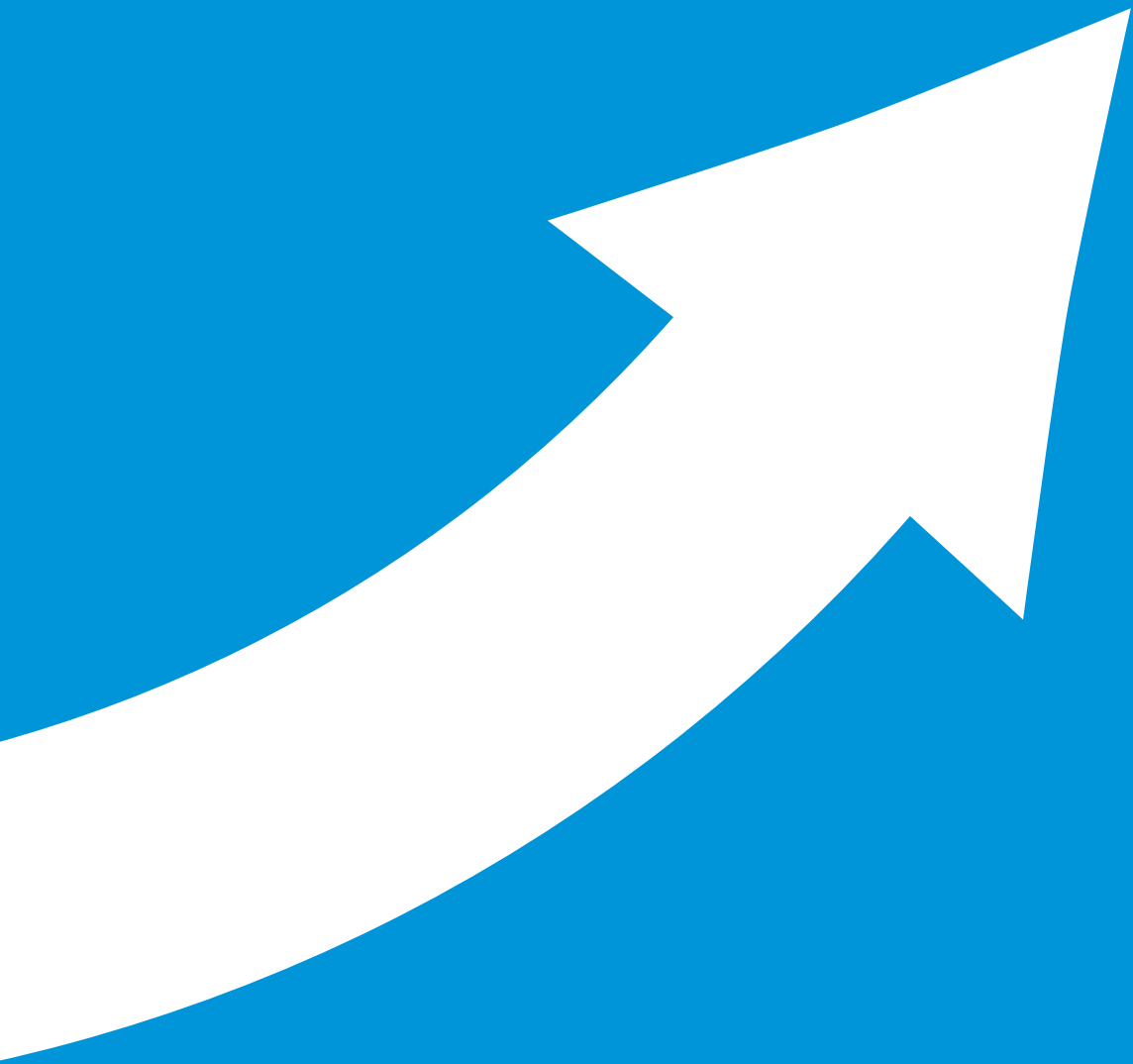
- Plaatsingsonzekerheden mogen niet groter zijn dan verondersteld in het ontwerp. Dit betreft de inbrengdiepte en afwerkhogte van de palen, maar ook de toleranties in het horizontale vlak op installatieniveau, alsmede de scheefstand.

- Controle afwerkniveau paalkop beneden maaiveld.
- Controle op betonverbruik (overconsumptie).
- Kwaliteitscontrole van het vulmateriaal (als dichtheid, doorlatendheid en sterkte- en stijfheidseigenschappen), zie ook § 7.5.2.3.
- Plaatsingsnauwkeurigheid van de wapeningskorf in verband met het voldoen aan de vereiste dekking op de wapening.

17.9 Aspecten tijdens de gebruiks- en instandhoudingsfase

Algemeen kan worden gesteld dat een korte boorpalenwand onderhoudsvrij is. Een met een korte palenwand versterkte dijk vergt feitelijk geen ander onderhoud dan een groene dijk.

De paalkoppen van een korte palenwand zullen enkele meters onder het maaiveld liggen. Het inspecteren op het gedrag van de constructie is daardoor lastig. Daarom moet bij het inspecteren meer gelet worden op het vervormingsgedrag van de dijk, alsof het een groene dijk zonder constructie betreft. Bovenmatige vervormingen van de grond dijk tijdens WBN kunnen worden veroorzaakt door horizontale vervormingen van de wand. De mogelijkheid bestaat om het vervormingsgedrag van zowel de grond dijk als de korte boorpalenwand in kaart te brengen door voorafgaand aan het storten van het betoneen inclinometer te installeren aan de wapeningskorf. Uit de monitoring kan de oorzaak van eventuele onverwachte deformaties van de grond dijk dan beter worden vastgesteld.



18 Dijkdeuvels

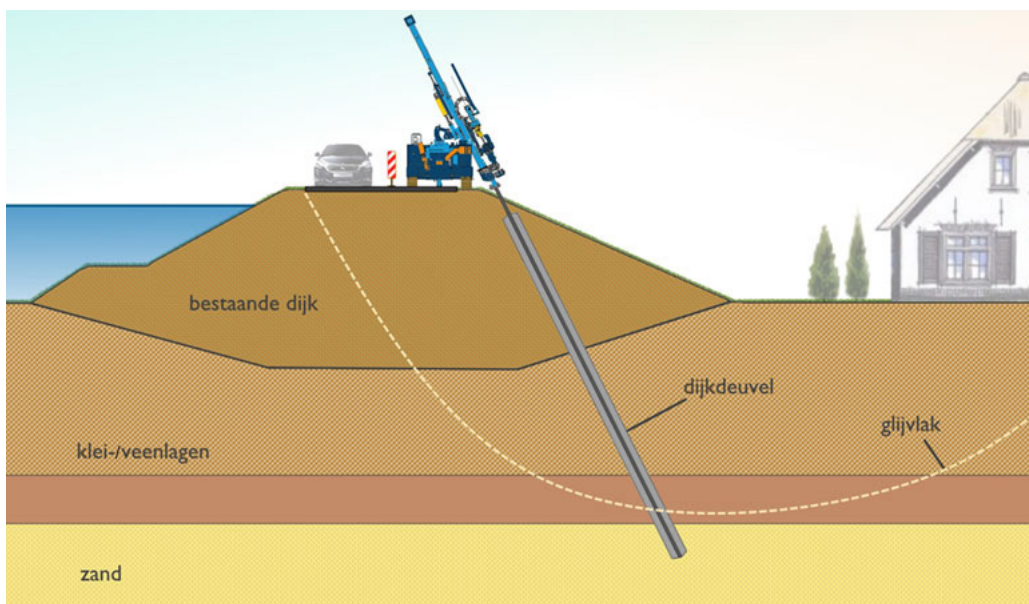
18.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op het ontwerp en de toepassing van dijkdeuvels als stabiliteit-verhogende constructie in een dijk. In § 18.2 komen het werkingsprincipe en het ontwikkelingsproces van dijkdeuvels aan bod. In de paragrafen daarna volgen de schematiseringsaspecten, de EEM-toepassing en de uit te voeren ontwerp- en uitvoeringscontroles, voor zover aanvullend op – of afwijkend van – de algemene hoofdstukken 4, 5 en 6. Ten slotte wordt ingegaan op risicobeheersing, uitvoeringsaspecten en de gebruiks- en instandhoudingsfase.

18.2 Principe

18.2.1 Algemeen

Dijkdeuvels zijn in de grond gevormde groutankerpalen (groutkolommen met stalen kern). De deuwelwerking wordt bereikt door deze, door het kritische glijvlak heen, tot in de onderliggende stabiele grondmoot aan te brengen. Zie Figuur 18.1. De afschuivende grondmoot draagt belasting af aan de dijkdeuvels, die de belasting weer afdragen aan de stabiele ondergrond.



Figuur 18.1 Werkingsprincipe dijkdeuvel

Dijkdeuvels worden vervaardigd vanaf de dijkkruin middels gesegmenteerd verbuisd boren met behulp van een dubbele boorbuis. Spoelwater voert het losgeboorde materiaal door de tussenruimte tussen beide boorbuizen af naar het maaiveld. Daar wordt het materiaal opgevangen in een opvangbak. Wanneer de boorbuis op diepte is gekomen, wordt de buitenboorbuis van onderaf via de binnenboorbuis gevuld met grout. Tegelijkertijd wordt de binnenboorbuis getrokken. Hierna wordt de stalen deuwelstang in segmenten van 4 meter binnen de buitenboorbuis in de grond geplaatst. Hierbij worden met behulp van een koppelmof de segmenten aan elkaar vastgeschroefd en met zes boutjes geborgd. Om voldoende groutdekking te kunnen garanderen is elk segment voorzien van een afstandhouder. Nadat de stalen deuwelstang volledig is aangebracht, wordt de buitenboorbuis getrokken en is de dijkdeuvel – na verharding van het grout – gereed.

18.2.2 Ontwikkeling

In 2001 is Rijkswaterstaat samen met CUR Bouw & Infra, het project INSIDE gestart. Dit initiatief was erop gericht om kennisaanbieders (ingenieursbureaus, aannemers en kennisinstituten) uit te dagen en aan te sporen innovatieve, ruimtebesparende en kostenbewuste methoden voor dijkversterkingen te ontwikkelen. Dijkdeuvels is een van de hierbij ontwikkelde technieken.

De eerste praktijkproef met dijkdeuvels had plaats in 2009, nabij Kinderdijk te Schoonhovenseveer. Hierbij werd om een breed groutlichaam te verkrijgen nog gebruikgemaakt van een 'expander', wat gunstig is ten aanzien van het 'snijden' door onvoldoende boogwerking, zie ook § 4.1.5.6. De expander bestond uit een geotextiel, over de hoogte van de slappe lagen aangebracht aan de stalen buis. Na het afhangen in de grond en het trekken van de boorbuis werd de expander onder hoge druk 'opgeblazen' met cement-bentoniet. De expander kreeg daardoor een grotere diameter dan het boorgat. Tijdens de pilot bleek dat de vorm van de expander – en daarmee de werkende breedte – niet kon worden gegarandeerd. Daarbij kwam dat de deuvelstang in zijn geheel moest worden ingehesen. Daarvoor was groot materiaal noodzakelijk en de kruin van de dijk volledig moest worden afgesloten, wat meestal niet wenselijk is. Op basis van deze ervaring wordt de expander niet meer toegepast, maar is overgestapt op traditioneel verbuisd boren.

In 2012 volgde een tweede pilot, nabij Nieuw-Lekkerland. Het doel van de pilot was antwoorden te vinden op resterende onderzoeksvragen en vast te stellen of, en onder welke condities, met deze techniek voldaan wordt aan de algemene acceptatiecriteria voor alternatieve dijkversterkingstechnieken die gelden bij de aanbesteding van dijkversterkingen binnen het HWBP-programma. Behalve dat de expander niet meer werd gebruikt, werd ook de dijkdeuvelstang gesegmenteerd aangebracht. Daardoor was alleen klein materieel nodig en hoefde de dijk kruin niet volledig te worden afgesloten.

In 2014 is in de tenderfase van dijkverbetering HOP (Lekdijk Hagestein-Opheusden) de dijkdeuvel aangeboden als innovatieve, omgevingsvriendelijke dijkversterkingsmethodiek. In 2016 – 2017 zijn op twee locaties daadwerkelijk dijkdeuvels toegepast als constructieve dijkversterkingsmaatregel.

18.3 Overzicht van toe te passen controles

De maximaal toelaatbare faalkans voor de drie afzonderlijke faaloorzaken (geotechnisch, constructief, eventuele grond-constructie-interactie) moet worden bepaald conform § 4.2.

Voor al dan niet verankerde palenwanden zijn in de volgende paragrafen de volgens § 4.6 uit te voeren ontwerpcontroles uitgewerkt.

§ 18.6.1 Geotechnische stabiliteit (GEO1)

§ 18.6.2 Snijden (GEO-2)

§ 18.7.2 Constructieve sterkte deuvel (STR1): rekenwaarde normaalkracht

§ 18.7.3 Constructieve sterkte deuvel (STR1): rekenwaarde buigend moment

§ 18.7.4 Constructieve sterkte deuvel (STR1): rekenwaarde dwarskracht

§ 18.7.5 Constructieve sterkte deuvel (STR1): controles sterkte stalen buis

§ 18.7.6 Constructieve sterkte deuvel (STR1): controles grout

§ 18.8 Vervormingen door hoogwaterbelasting

Als aanscherping op § 6.3 is voor het ontwerp van dijkdeuvels altijd een 3D eindige-elementenanalyse vereist, onafhankelijk van de configuratie. Zie § 18.5.5.

In Bijlage A.3.8 is voor de belastingeffect-factor een waarde van 1,4 vastgesteld voor alle snedekrachten uit de 3D-analyse (moment, normaalkracht, dwarskracht en ook de gronddruk tegen de dijkdeugel).

Voor de materiaalfactor op de staalsterkte moet volgens Bijlage A.3.8 een waarde van 1,0 (vloeiesterkte) of 1,4 (breuksterkte) worden aangehouden, op basis van NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5) en een waarde van 1,15 voor het grout op basis NEN-EN1992-1. Hierbij dient wel te worden opgemerkt dat in deze PPL geen plasticiteit in stalen constructiedelen wordt toegestaan.

18.4 Levensduur

Over het algemeen worden constructies ontworpen op een levensduur van 100 jaar. Aangezien dijkdeugels eenvoudig uitbreidbaar zijn door ze bij te plaatsen, kan de beheerder overwegen om de dijkdeugels in eerste instantie te laten ontwerpen op de hydraulische belastingen die gelden voor een kortere levensduur, bijvoorbeeld 50 jaar. Dat levert een minder zwaar en dus goedkoper ontwerp op. In het voorkomende geval dienen de dijkdeugels wel voor een periode van 100 jaar te voldoen aan de duurzaamheidseisen aan groutdekking (§ 18.7.6.1) en corrosie (§ 18.7.5.1). In het geval van een uitbreidingsontwerp moet bij het bepalen van de krachtswerking verder rekening worden gehouden met de belastings- en vervormingsgeschiedenis van de al eerder aangebrachte dijkdeugels.

18.5 Schematiseringsaspecten

18.5.1 Inleiding

Voor het dijkdeugelontwerp gelden de aanwijzingen in hoofdstuk 5 voor het schematiseren van bodemopbouw en waterspanningen, inclusief de daarbij via scenario's in rekening te brengen onzekerheid. Aanvullend daarop komen hierna enkele schematiseringsaspecten aan de orde die specifiek gelden voor het dijkdeugelontwerp.

18.5.2 Gevoeligheid bodemschematisering

Het ontwerp van dijkdeugels is gevoeliger voor de bodemschematisering dan een (on)verankerde damwand. Over het algemeen zal een maatgevende situatie optreden bij de laagste oprijfveiligheid van het slappe lagenpakket. Indien bij een mogelijk aanwezige diepere ligging van de slappe grondlagen een hogere oprijfveiligheid geldt, is het wel denkbaar dat voor de benodigde diepte van de dijkdeugels een doorsnede met de diepere ligging van het slappe lagenpakket maatgevend is en dat de maximaal optredende momenten optreden bij een doorsnede met de laagste oprijfveiligheid. In dit geval dienen dus twee maatgevende doorsneden te worden beschouwd.

18.5.3 Uitvoeringstolerantie

Het dieper inbrengen van de dijkdeugels kan leiden tot een toename van de krachten en momenten in de dijkdeugel. Daarom moet in het ontwerp rekening worden gehouden met uitvoeringstoleranties in de plaatsingsdiepte, zie ook § 18.11.11. Hetzelfde geldt voor extra inbedding in het diepe zand, zie ook § 18.10.1.

Vanwege de onzekerheid ten aanzien van de locatie van het startpunt en de hellingshoek is in de belastingeffect-factor rekening gehouden met een doorgaans haalbare uitvoeringstolerantie, zie verder § 18.11.10.

18.5.4 Restprofiel

Bij toepassing van dijkdeugels is het niet toegestaan om te rekenen met een restprofiel (§ 4.8.7), vanwege de relatief grote afstand tussen de constructie-onderdelen enerzijds en de hoge belasting op de constructie anderzijds.

18.5.5 3D eindige-elementenanalyse

Voor het ontwerp van dijkdeuvels is conform § 6.3 altijd een 3D eindige-elementenanalyse vereist omdat de plaatsing van de elementen niet voldoet aan de eisen zoals aangegeven in § 4.8.3. In *PLAXIS* kan de dijkdeuvel binnen een 3D-berekening worden gemodelleerd als een beam of een embedded beam. Uit eerdere vergelijkingen tussen 2D- en 3D-analyses bij dijkversterking HOP, waar de dijkdeuvels werden geschematiseerd als embedded beams, bleek het niet mogelijk om de 'skin stiffness' (stijfheid van de interface) in de 2D-analyse zo te bepalen dat in 3D vergelijkbare resultaten werden gevonden (Combinatie dijkverbetering HOP, 2016). Bij toepassing van embedded beams brengt *PLAXIS 3D* de invloed van de doorsnedeafmetingen op het draagvermogen tot op zeker hoogte in rekening. Dat doet *PLAXIS 3D* door elastisch grondgedrag aan te houden voor de integratiepunten (stress points) van de grondelementen die zich binnen de opgegeven ligging van de paaldoorsnede bevinden. Voor voldoende nauwkeurigheid vereist deze benadering in praktijk echter wel een zeer fijn elementennet rondom de embedded beam. Verder gelden alle in de PPE gegeven aanwijzingen, zoals samengevat in hoofdstuk 6. Hiertoe behoort ook het op conservatieve wijze in rekening brengen van het puntdraagvermogen en van het effect van negatieve kleeft op de schuin geplaatste dijkdeuvels door middel van kruip. Het in rekening brengen van negatieve kleeft leidt bij extreme hydraulische belasting niet noodzakelijkerwijs tot maatgevende buigende momenten. Daarom moet ook de situatie zonder negatieve kleeft worden gecontroleerd.

Volgens de PPE moet de benodigde fijnheid van het elementennet ten behoeve van de controle op stabiliteit, constructieve sterkte en vervormingen proberenderwijs worden bepaald. Zoals in § 6.3 aangegeven is de praktisch haalbare fijnheid van het elementennet echter beperkt. De toets op snijden moet daarom buiten de 3D-berekening worden uitgevoerd, zie § 18.6.2.

18.5.6 Buigstijfheid dijkdeuvel

De in de berekening aangehouden buigstijfheid van de dijkdeuvel heeft invloed op de resultaten. Een lagere buigstijfheid geeft lagere snedekrachten in de constructie, maar de vervormingen zullen toenemen. Bovendien is voldoende buigstijfheid nodig om de belasting uit de afschuivende grondmoot te kunnen opnemen en te kunnen afdragen aan de stabiele ondergrond, om geen invloed te hebben op het stabiliteitverhogende effect van de constructie. Over het algemeen zullen de vervormingen niet maatgevend zijn en zal de invloed van de buigstijfheid op de stabiliteit beperkt zijn. Daarom kan bij het ontwerp voor de geotechnische toets (GEO) en constructieve toets (STR) in eerste instantie worden uitgegaan van de maximaal te verwachten buigstijfheid van de dijkdeuvels. Met een berekening met de minimaal te verwachten buigstijfheid moet achteraf dan worden aangetoond dat voldaan wordt aan de eisen betreffende stabiliteit en vervorming.

De buigstijfheid van de dijkdeuvels wordt bepaald door de samenwerking van de stalen buis met het omringende grout.

Voor de maximaal te verwachten buigstijfheid van de stalen buis kan worden uitgegaan van de buigstijfheid van de ongecorrodeerde buis. Door corrosie kan de buigstijfheid van het staal reduceren. Daarom is het nodig rekening te houden met de gegeven corrosiematen voor damwand zie § 5.7.3. Aangezien de stalen staaf is omhuld met grout, zal de corrosie niet plaatsvinden over de volle hoogte, maar enkel waar scheuren doorlopen tot aan de stalen buis. Daarom is het verdedigbaar om ook voor de minimaal te verwachten stijfheid van de stalen buis uit te gaan van geen corrosie aan de buitenzijde. Bij de toetsing van de staalspanningen dient aan de buitenzijde wel rekening te worden gehouden met corrosie. Wordt de binnenzijde in verband met bijvoorbeeld monitoring niet gevuld met grout, dan dient daar wel rekening te worden gehouden met corrosie.

Voor de maximaal te verwachten stijfheid van het grout kan worden uitgegaan van de ongescheurde stijfheid. Voor de minimaal te verwachten stijfheid kan worden uitgegaan van de (fors) gescheurde stijfheid (25% van de ongescheurde stijfheid).

De gecombineerde buigstijfheid van het grout en het staal van het element dienen vertaald te worden naar een gewogen stijfheid E voor de embedded beam met een gelijke diameter als die van het groutlichaam, hetgeen dezelfde buigstijfheid oplevert.

18.5.7 In rekening te brengen variatie van puntniveau

In de berekening ten behoeve van de snedekrachten dient het ontwerp-puntniveau van de dijkdeugel te worden aangehouden, inclusief 25% extra inbedding (zie ook § 18.10.1). Ook moet in verband met een uitvoeringstolerantie van een halve meter rekening worden gehouden met een dieper puntniveau, zie ook § 18.11.11. De volgende stappen moeten hierbij worden onderscheiden.

- I. Eerst moet worden bepaald bij welk minimum-puntniveau (zonder de 25% extra inbedding en het diepere puntniveau in verband met de uitvoeringstolerantie) de geotechnische stabiliteit voldoet. Hierbij kan uit worden gegaan van de lage stijfheid van de dijkdeugel, zie § 18.5.6, en de lage stijfheid van de grond, zie ook § 18.6.1.
- II. Vervolgens dienen op basis van het ontwerp-puntniveau (inclusief 25% extra bedding conform § 18.10.1) de snedekrachten te worden berekend ten behoeve van de constructieve toetsing, § 18.7, en de beoordeling op snijden, zie § 4.8.3. Hierbij dient zowel een berekening te worden gemaakt met de hoge stijfheid van de dijkdeugel, zie § 18.5.6 als met de hoge dan wel lage stijfheid van de grond, zie ook § 18.6.1.
- III. In verband met uitvoeringstolerantie ten aanzien van het puntniveau dient stap II te worden herhaald, maar dan met een dieper puntniveau, zie § 18.10.1, en ook weer constructief te worden getoetst, zie § 18.7, en te worden beoordeeld op het aspect snijden. Hierbij dient te worden gerekend met de maatgevende combinatie voor de snedekrachten met hoge dan wel lage stijfheid van de grond.
- IV. Indien op basis van de gevallen I, II en/of III niet direct voldaan wordt aan de vervormingseisen conform § 18.8, is een aanvullende berekening voor de vervormingscontrole nodig. Hierbij mag van het ontwerp-puntniveau (inclusief 25% extra inbedding conform § 18.10.1) worden uitgegaan in combinatie met de lage stijfheid van de dijkdeugel, zie § 18.5.6, en de lage stijfheid van de grond, zie ook § 18.6.1.

18.6 Geotechnische toets

18.6.1 Taludstabiliteit en overall stabiliteit (GEO1)

Zoals in § 18.5.7 aangegeven moet de geotechnische stabiliteit (GEO1) worden gecontroleerd bij het minimale puntniveau (inbrengniveau), dus zonder de 25% extra inbedding conform § 18.10.1. Hierbij kan uit worden gegaan van de lage stijfheid van de dijkdeugel en van de lage stijfheid van de grond. De controle moet verder worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.1 van deze PPL en conform § 3.4.10 van de PPE.

18.6.2 Toetsing op 'snijden'

In de toetsing op snijden dient het ontwerp-puntniveau te worden aangehouden (met 25% extra inbedding, zie ook § 18.10.1). Ook moet rekening worden gehouden met een dieper puntniveau in verband met een uitvoeringstolerantie van een halve meter, zie ook § 18.10.1.

Meestal zal het eindige-elementennet in de 3D-berekening onvoldoende fijn zijn om daarmee voldoende nauwkeurig op snijden te kunnen toetsen. In die gevallen moet de toetsing handmatig plaatsvinden, volgens § 4.8.3.

Voor de handmatige toetsing moet de (over de omtrek geïntegreerde) laterale gronddruk langs de dijkdeugel (N/m^1) worden afgelezen uit rekenstap 5 van de eindige-elementenberekening (zie § 6.2). Daarvoor kan niet gebruik worden gemaakt van de waarden die *PLAXIS* geeft in de interface-elementen langs embedded beams, omdat het verloop van deze laterale grondspanningen doorgaans onrealistisch grillig is. In plaats daarvan moet dan de laterale gronddruk worden bepaald als eerste afgeleide van het verloop dat *PLAXIS* geeft voor de dwarskracht in de balk.

18.7 Constructieve toets (STR1)

18.7.1 Inleiding

Als uit de EEM-berekening volgt dat de veiligheid met betrekking tot geotechnisch falen bij een bepaald teenniveau voldoende is, dan kunnen de maatgevende krachten en momenten in de dijkdeugel in de daaraan voorafgaande rekenstap worden bepaald, conform de aanwijzingen in § 4.8.5 van deze PPL en conform § 3.4.9 van de PPE. In de berekening ten behoeve van de snedekrachten dient het ontwerp-puntniveau te worden aangehouden uitgaande van voldoende inbedding in de draagkrachtige zandlaag, zie ook § 18.10.1. Ook moet een controle worden uitgevoerd uitgaande van een dieper gelegen puntniveau in verband met uitvoeringstoleranties, zie ook § 18.11.11.

Voor de toets op constructief bezwijken van de dijkdeugels dienen vervolgens de rekenwaarden van het (veld-/inklemmings)moment $M_{s;d}$, de dwarskracht $Q_{s;d}$ en de normaalkracht $N_{s;d}$ te worden vastgesteld. Daarbij moet rekening worden gehouden met de bijbehorende belastingeffect-factoren conform § 18.3.

18.7.2 Rekenwaarde van de normaalkracht in de dijkdeugel $N_{s;d}$

De rekenwaarde van de normaalkracht in de dijkdeugel volgt uit:

$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s,max;EEM} \cdot \gamma_{b,str}$$

waarin:

$N_{s;d}$	rekenwaarde normaalkracht in dijkdeugel [kN/dijkdeugel]
$\gamma_{add;N}$	belastingeffect-factor normaalkracht dijkdeugels (=1,4), zie ook Bijlage A [-]
$N_{s,max;EEM}$	de normaalkracht uit de eindige-elementenberekening [kN/dijkdeugel] die maatgevend is in combinatie met het bijbehorende moment op dezelfde diepte
$\gamma_{b,str}$	schematiseringsfactor voor constructief falen $\gamma_{b,str}$ zie ook § 5.6

18.7.3 Rekenwaarde buigend moment in de dijkdeugel $M_{s;d}$

De eerste bijdrage aan de rekenwaarde van het maatgevende moment in de dijkdeugel volgt uit:

$$M_{s;d;EEM} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s,max;EEM} \cdot \gamma_{b,str}$$

waarin:

$M_{s;d;EEM}$	de bijdrage aan de rekenwaarde van het buigend moment op basis van alleen de eindige-elementenberekening [kNm/dijkdeugel]
$\gamma_{add;M}$	belastingeffect-factor buigend moment dijkdeugels (=1,4), zie ook Bijlage A [-]

$M_{s,max;EEM}$ het buigend moment uit de eindige-elementenberekening [kNm/dijkdeugel] dat maatgevend is in combinatie met de bijbehorende normaalkracht op dezelfde diepte
 $\gamma_{b,str}$ schematiseringsfactor voor constructief falen $\gamma_{b,str}$ zie ook § 5.6

Extra bijdrage aan rekenwaarde moment door excentriciteit dijkdeugelstang in groutlichaam

Naast het buigend moment dat volgt uit de eindige-elementenberekening kan een extra moment optreden indien de stalen buis niet centrisc in het groutlichaam wordt geplaatst. Aangezien het niet mogelijk is om de dijkdeugelstang exact centrisc in het groutlichaam te plaatsen wordt geadviseerd om bij het ontwerp al rekening te houden met excentriciteit. Hierbij kan worden uitgegaan van het 'gewogen gemiddelde' van de excentriciteit, omdat door de stijfheidsverschillen tussen het grout en het staal de excentriciteit kleiner zal zijn dan de werkelijke excentriciteit binnen het groutlichaam.

Bij een gedrukte staaf komt naast het excentriciteitsmoment nog een nader te bepalen 2e orde-moment bij. Bij een getrokken staaf wordt het moment minder door de trek omdat de staaf wordt rechtgetrokken. Bij druk wordt het totaalmoment groter. Bij trek is de formule werkt het 2e orde-moment juist gunstig en wordt verwaarloosd.

Hierbij geldt:

$$M_{s,d,e} = N_{s,d} \cdot e_{gewogen}$$

$$M_{s,d;2^e\text{ orde}} = N_{s,d} \cdot e_2$$

Bij druk geldt verder:

$$M_{s,d} = M_{s,d;EEM} + M_{s,d,e} + M_{s,d;2^e\text{ orde}}$$

En bij trek geldt:

$$M_{s,d} = M_{s,d;EEM} + M_{s,d,e}$$

waarin:

$M_{s,d,e}$ rekenwaarde extra excentriciteitsmoment [kNm]

$M_{s,d;2^e\text{ orde}}$ rekenwaarde 2e orde-moment [kNm]

$N_{s,d}$ rekenwaarde normaalkracht in dijkdeugels, zie § 18.7.2 [kN]

$e_{gewogen}$ op basis van stijfheidsverschillen staal/grout gewogen excentriciteit [m]

e_2 excentriciteit door belasting en plaatsing [m]

Geadviseerd wordt om rekening te houden met een excentriciteit van rond de 30 mm. Tijdens de uitvoering dient te worden aangetoond dat deze excentriciteit is gehaald, zie § 18.11.10.

Totale rekenwaarde buigend moment

De totale rekenwaarde van het buigend moment waarop de dijkdeugels dienen te worden gedimensioneerd, wordt verkregen door de optelling van de rekenwaarde van het buigend moment uit de PLAXIS-berekening en de rekenwaarde van het 2e orde-moment, in formulevorm:

$$M_{s,d} = M_{s,d;EEM} + M_{s,d,e} + M_{s,d;2^e\text{ orde}}$$

waarin:

$M_{s;d}$ totale rekenwaarde van buigend moment [kNm/dijkdeugel]

18.7.4 Rekenwaarde dwarskracht in de dijkdeugel

Voor de rekenwaarde van de maatgevende dwarskracht geldt:

$$Q_{s;d} = \gamma_{add;V} \cdot Q_{s,max;EEM} \cdot \gamma_{b;str}$$

waarin:

$Q_{s;d}$ rekenwaarde van de dwarskracht [kN/dijkdeugel]

$\gamma_{add;V}$ belastingeffect-factor dwarskracht dijkdeugels (=1,4), zie ook Bijlage A [-]

$Q_{s,max;EEM}$ dwarskracht uit stap 5 van PLAXIS-berekening [kN/dijkdeugel]

$\gamma_{b;str}$ schematiseringsfactor voor constructief falen $\gamma_{b;str}$ zie ook § 5.6

18.7.5 Controle op capaciteit stalen buis dijkdeugel

18.7.5.1 Controle staalspanning

Bij de toetsing van de staalspanningen dient aan de buitenzijde van de buis rekening te worden gehouden met corrosie, conform § 5.7.3. Als de binnenzijde van de buis niet wordt gevuld met grout, moet ook aan de binnenzijde van de buis rekening worden gehouden met corrosie.

Om te voldoen aan de benodigde constructieve sterkte van de dijkdeugel dienen de optredende spanningen in de dijkdeugel lager te zijn dan de vloeispanning van de toegepaste staalkwaliteit:

$$s_{s;dd;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{el;corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \leq f_{y;dd;d}$$

waarin:

$\sigma_{s;dd;d}$ rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van de dijkdeugel [kN/m²]

$M_{s;d}$ totale rekenwaarde van het moment, zie § 18.7.3 [kNm/dijkdeugel]

$W_{el;corr}$ elastisch weerstandsmoment van de stalen buis na eventuele corrosie [m³/stalen buis]

$N_{s;d}$ rekenwaarde van de normaalkracht, zie § 18.7.2 [kN/dijkdeugel]

A_{corr} oppervlakte van de doorsnede na corrosie [m²/dijkdeugel]

$f_{y;dd;d}$ rekenwaarde vloeispanning van de stalen buis [kN/m²]

18.7.5.2 Controle op dwarskracht

De rekenwaarde van de dwarskracht moet getoetst worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de dijkdeugel, zie § 18.7.4, volgens de betreffende materiaalnomen, zie EN1993-1-1.

18.7.5.3 Controle op knikcapaciteit

Omdat er geen externe normaalkracht, bijvoorbeeld vanuit verankering, op de dijkdeugel wordt uitgeoefend, zal knik niet maatgevend zijn en kan controle op knikcapaciteit achterwege blijven.

18.7.6 Toetsing grout

18.7.6.1 Dekking

Voor de minimaal benodigde dekking op de stalen staaf dient te worden aangehouden: NEN-EN 1992-1-1+C2 Eurocode 2; ontwerp en berekeningen van betonconstructies - deel 1-1; algemene regels en regels voor gebouwen. Op basis van artikel 4.4.1.1 dient de minimaal benodigde dekking te voldoen aan:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev}$$

C_{min} volgt uit tabel 4.4N NEN-EN 1992-1-1+C2
 Δc_{dev} volgt uit de Nationale Bijlage

De minimaal benodigde dekking is afhankelijk van de constructieklasse en de milieuklasse. Bij dijkdeuvels met bijvoorbeeld een ontwerplevensduur van 50 jaar (constructieklasse S4) en een milieuklasse XC2 (betonoppervlak langdurig in contact met water, veel funderingen) is de minimaal benodigde dekking 30 mm ($C_{min} = 25$ mm en $\Delta c_{dev} = 5$ mm). Voor een ontwerplevensduur van 100 jaar (constructieklasse S6) en een milieuklasse XC2 (betonoppervlak langdurig in contact met water, veel funderingen) is de minimaal benodigde dekking 40 mm ($C_{min} = 35$ mm en $\Delta c_{dev} = 5$ mm). Uitgaande van afwijkingen en toleranties zou de startdekking (voor het trekken van de boorbuis) bij een levensduur van 50 jaar in de orde van 70 mm moeten liggen.

Na het trekken van de mantelbuis ligt de stalen stang op zijn afstandhouders in het boorgat. De aanwezige dekking is dan gelijk aan de straal van de afstandhouders minus de straal van de stang minus de verplaatsing door het in de grond snijden van de afstandhouders ten gevolge van het eigen gewicht.

Geadviseerd wordt om rekening te houden met 10 mm verplaatsing door het in de grond snijden van de afstandhouders. De afstandhouders dienen hierbij dus een straal te hebben van minimaal 10 mm meer dan de minimaal benodigde dekking. Tijdens de uitvoering moet worden aangetoond dat voldaan wordt aan de minimaal benodigde groutdekking, zie § 18.11.10.

Globaal is te rekenen aan de verplaatsing door het in de grond snijden van de afstandhouders, door het aandeel belasting uit eigen gewicht van de deugel op de ondergrond over het oppervlak van de afstandhouder in rekening te brengen. Hierbij moet wel rekening worden gehouden met de ronde vorm van zowel het boorgat als de afstandhouder. Om voldoende draagkracht te verkrijgen moet de afstandhouder iets in de grond snijden. Verder moet er rekening mee worden gehouden dat het inboren en weer trekken van de buitencasing een verstoring teweeg kan brengen in de dunne schil grondlagen rondom het boorgat. De verwachting is daarom dat de grond direct rondom het boorgat behoorlijk verstoord zal zijn. Dat kan leiden tot een achteruitgang van zeker 50% van de ongedraineerde sterkte van de grond. Als er rond de afstandhouders zeer slappe lagen aanwezig zijn, kan de insnijding worden beperkt door een bredere afstandhouder toe te passen.

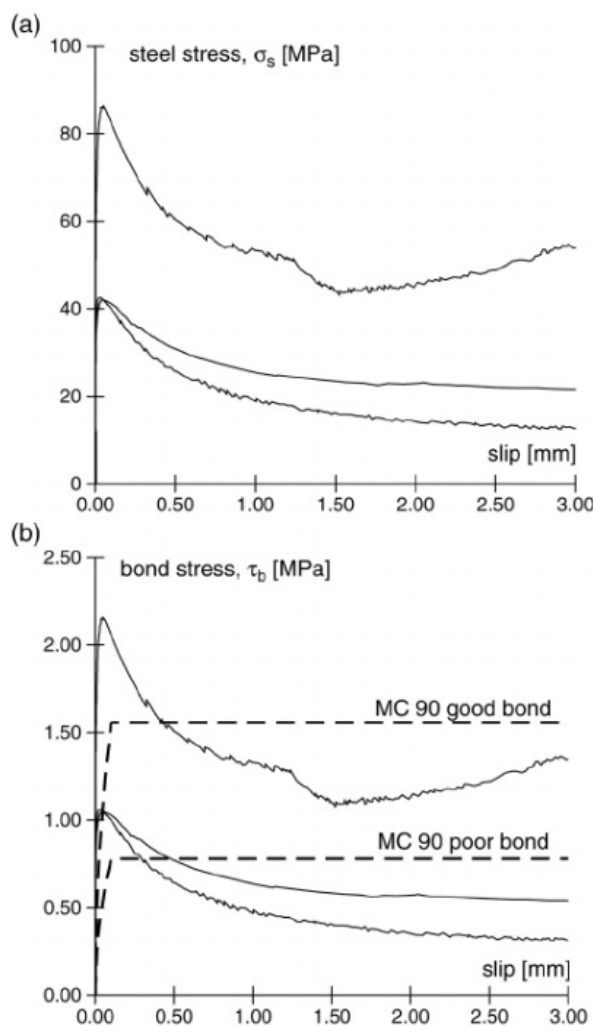
Daarnaast kan niet met zekerheid worden gesteld dat alle afstandhouders altijd op de ondergrond zullen steunen. Dat is onder andere afhankelijk van de kromming in de diepte van het boorgat, de flexibiliteit van de (nogal stijve dijkdeuvels) en de variatie in de boorgatdiameter over de verschillende grondlagen. Door de groutdruk zal de boorgatdiameter bij slappe lagen groter zijn dan bij vastere lagen. Daarom dient er rekening mee te worden gehouden dat een afstandhouder ter plaatse van een slappe laag niet meedoet met het dragen van het eigen gewicht van de dijkdeugel, en dat de naastliggende afstandhouders de belasting van het eigengewicht van de dijkdeugel moeten gaan dragen.

Om na uitvoering niet in de problemen te komen met de toetsing op groutdekking op de stalen buis en de excentriciteit, zie § 18.11.8, is het raadzaam om brede afstandhouders toe te passen.

18.7.6.2 Aanhechtspanning

De aanhechting tussen staal en grout moet voldoende sterk zijn om te voorkomen dat het grout van de stalen buis wordt afgedrukt. De aanhechtspanning (sterktemaat) hoeft in principe pas te worden getoetst als tijdens de realisatie blijkt dat de groutdikte op het staal te dun is, waardoor het grout kan afbladderen door corrosievorming van de stalen buis. Zolang het grout niet afsplijt van het staal, is het gedrag ductiel (vervormbaar), ofwel zijn plastische groutvervormingen toelaatbaar, zie figuur 6.1-1 in de CEB FIB model code 2010 (CEB FIP, 2013).

De aanhechting tussen grout en staal dient op elke willekeurige hoogte voldoende te zijn om de belastingafdracht van de grond op de stalen staaf en andersom mogelijk te maken. In langsrichting moet via aanhechting de eerste afgeleide van de rekenwaarde van de normaalkracht in de dijkdeuvels kunnen worden overgedragen.



Figuur 18.2 [Figuur 7 van Artikel Elsevier, *Engineering Structures* 27 (2005) 1575-1585, Giovanni Fabbrocino, Gerardo M. Verderame, Gaetano Manfredi, *Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete building*]

Uit Figuur 18.2 blijkt dat bij het aanhechtingsgedrag van glad betonstaal bij slip, na het bereiken van de piekwaarde een restspanning overblijft van ca. 50% van de piekspanning. De bijbehorende verschilrek is dan circa 3 mm. Op basis van de norm NEN 6720 art. 9.6.2 kan een aanhechtspanning worden afgeleid. In de praktijk blijkt deze mogelijk een factor 3 te hoog te zijn. Dit geldt echter wel voor een kruipmaat kleiner dan 2 mm, zodat de waarde als rekenwaarde kan worden beschouwd. Verder is het raadzaam om maar 75% van de omtrek van de stang in rekening te brengen, in verband met de combinatie normaalkracht en momenten op de dijkdeuvels. De toets ten aanzien van de afschuifsterkte komt hiermee op:

$$\frac{dN_{s,d}}{dx_{as}} \leq f_{aanhechting} \cdot 0,75 \cdot \Pi \cdot D_{buis}$$

waarbij geldt dat:

$$\frac{dN_{s,d}}{dx_{as}} \quad \text{afgeleide in asrichting van de rekenwaarde van de normaalkracht [kN/m]}$$

$$f_{aanhechting} \quad \text{rekenwaarde aanhechtspanning [kN/m}^2\text{]}$$

$$D_{buis} \quad \text{diameter van de stalen buis [m]}$$

Voor de rekenwaarde van de aanhechtspanning dient te worden uitgegaan van een maximale waarde van 0,2 à 0,4 x f_{ctd} (betontreksterkte).

18.7.6.3 Dwarskracht

Het groutlichaam dient op elke willekeurige hoogte de laterale belasting vanuit de grond te kunnen overdragen naar de stalen buis. De belastingafdracht dwars op de stang kan worden bepaald uit de eerste afgeleide van de rekenwaarde van de dwarskracht in de dijkdeuvels (§ 18.7.4). Daarbij wordt getoetst of de schuifspanning in het grout niet wordt overschreden.

De toets ten aanzien van de afdracht van dwarskracht in het groutlichaam zelf komt hiermee op:

$$\frac{dQ_{s,d}}{dx_{as}} \leq v_{min} \cdot 2 \cdot d_{dekking}$$

waarin:

$$\frac{dQ_{s,d}}{dx_{as}} \quad \text{afgeleide in asrichting van de totale rekenwaarde van de dwarskracht [kN/m]}$$

$$v_{min} \quad \text{rekenwaarde grenswaarde schuifspanning grout, bijvoorbeeld op basis van correlaties met de druksterkte en proeven van de druksterkte (NEN-EN 12390-3) [kN/m}^2\text{]}$$

$$d_{dekking} \quad \text{minimale groutdekking, zie ook § 18.7.6 [m]}$$

18.8 Vervormingstoets

De controle op vervormingen door hoogwaterbelasting en daarbij eventueel aanwezige verkeersbelasting moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.4 van deze PPL en conform § 3.4.8 van de PPE.

In de berekening dient het ontwerp-puntniveau te worden aangehouden, dus met de 25% extra inbedding (met een minimum van 0,5 m) conform § 18.10.1.

Tijdens beheer en inspecties is verder ook aandacht nodig voor door vervormingsverschillen veroorzaakte schade (zoals scheurvorming) op de overgang van het gedeelte dat is versterkt met dijkdeuvels en het naastgelegen (niet versterkte) deel, zie verder § 18.12.

18.9 Inpassing

Bij toepassing van dijkdeuvels mag onder ontwerpomstandigheden geen opbarsten van het achterland optreden, of niet-krische instabiliteit.

Het gedeelte dat versterkt wordt met dijkdeuvels kan zelfstandig keren en heeft geen invloed op de stabiliteit van de naastliggende gedeelten met steunbermen. Er hoeft dus vanaf de positie dat de berm volledig aanwezig is, geen overlap tussen de dijkdeuvels en de naastliggende gedeelten in rekening te worden gebracht.

18.10 Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp

18.10.1 Inbedding in stabiele ondergrond

Het is belangrijk dat de onderkant van de dijkdeuvel voldoende is ingebed in het zand om te zorgen dat er voldoende weerstand vanuit de zandlaag kan worden gemobiliseerd. Dit aspect kan niet voldoende nauwkeurig worden beschouwd in de EEM-analyse omdat de mesh rond de dijkdeuvel niet voldoende fijn kan worden gemaakt. De onderkant van de dijkdeuvel moet daarom extra diep in het zand worden geplaatst. Hiervoor dient te worden uitgegaan van 25% extra inbeddingsdiepte (met een minimum van 0,5 m), waarbij er voor de bepaling van de inbedding moet worden uitgegaan van de afstand tussen het puntniveau van de dijkdeuvel tot het dwarskrachtenulpunt. Daarnaast dient tevens rekening te worden gehouden met een dieper puntniveau in verband met een uitvoeringstolerantie van een halve meter (zie ook § 18.11.11), tenzij deze aantoonbaar minder is.

Het dieper plaatsen van de dijkdeuvel leidt waarschijnlijk tot een toename van de krachten en momenten in de constructie. Hiermee dient rekening te worden gehouden in het ontwerp. Feitelijk betekent dit dat de ontwerpdiepte wordt vastgesteld uitgaande van de extra inbeddingsdiepte, maar dat het ontwerp ook gecontroleerd wordt op de mogelijke beïnvloeding van het dieper plaatsen van de dijkdeuvels in verband met de aanwezige uitvoeringstoleranties.

18.10.2 Kwel langs dijkdeuvel

Als de grond rond de dijkdeuvels beweegt ten opzichte van de dijkdeuvels, kan rond deze dijkdeuvels een holle ruimte ontstaan. Gebeurt dit over de volledige hoogte, dan zou een kwelweg kunnen ontstaan. Mogelijke gevolgen: stijging van de waterspanningen in het dijklichaam, piping of opbarsten.

Onder dagelijkse omstandigheden kunnen door bodemdaling grondvervormingen ontstaan, maar deze zijn gezien de relatief steile helling van de dijkdeuvels aan de onderzijde van de slappe lagen dermate gering en treden bovendien zo langzaam op, dat ze geen kwelweg langs de dijkdeuvel zullen veroorzaken.

Onder maatgevende omstandigheden (WBN) zou theoretisch de grondmoot meer kunnen vervormen dan de dijkdeuvels, waardoor aan de polderzijde een holle ruimte zou kunnen ontstaan. Dit speelt met name in de rekenstap met rekenwaarde voor de grondparameters, en naar verwachting niet zozeer in werkelijkheid (rekenstap met representatieve grondparameters). Ook kan de belasting die de dijkdeuvel uitoefent op de ondergrond leiden tot een holle ruimte, maar dan juist aan de rivierzijde. Hiervoor geldt dat dit in werkelijkheid niet, of slechts over beperkte hoogte, speelt.

Het risico op het ontstaan van een holle ruimte over de volledige hoogtelengte wordt bij toepassing van dijkdeuvels zo beperkt geacht dat geen speciale maatregelen noodzakelijk zijn ten aanzien van kwel.

18.10.3 Beïnvloeding geohydrologische situatie

Bij toepassing van dijkdeuvels is het openingspercentage (de ruimte tussen de individuele deuvels) dermate groot (75-90%) dat hun aanwezigheid geen invloed zal hebben op de dagelijkse grondwaterstand en de waterspanningen tijdens maatgevende hoge waterstanden.

18.10.4 Vergunningen

Voor het toepassen van dijkdeuvels is een bouwvergunning nodig.

18.10.5 Eigendomsgrenzen

Aangezien de dijkdeuvels schuin worden aangebracht, dient rekening te worden gehouden met de eigendomsgrenzen en bebouwing.

18.11 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

18.11.1 Inleiding

Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor dijkdeuvels worden behandeld in deze paragraaf. De uitvoeringsmethode van dijkdeuvels is al behandeld in § 18.2.1.

De uiteindelijke kwaliteit van een dijkverbetering met dijkdeuvels hangt voor een belangrijk deel af van de uitvoering. De juiste plaatsing, groutsamenstelling, groutdekking en uitvoeringsnauwkeurigheid (centriciteit stang in groutlichaam) zijn van invloed. Tijdens kwaliteitsinspecties, al dan niet intern, dient specifiek op een aantal aspecten te worden gelet. Deze komen aan de orde in de volgende subparagrafen, evenals enkele aspecten die tijdens de uitvoering van invloed zijn op de omgeving.

18.11.2 Koppelbussen

Koppelbussen dienen de losse elementen momentvast met elkaar te verbinden.

18.11.3 Hinder voor de omgeving

De installatie van de dijkdeuvels is trillingsvrij, geluidsarm en vereist slechts een minimale hoeveelheid transportbewegingen. De hinder voor de omgeving is daardoor minimaal.

Door de inzet van klein materieel is installatie vanaf de dijk kruin mogelijk. De benodigde werkbreedte beslaat één weghelft, de andere weghelft blijft beschikbaar voor verkeer.

Om overlast van 'spoil' te voorkomen (water met grond en groutstroming over het talud) dient een lekbak met een afvoer te worden gebruikt.

18.11.4 Beïnvloeding macrostabiliteit tijdens de uitvoering

De aanleg van dijkdeuvels beïnvloedt de stabiliteit van de dijk slechts in geringe mate. De belasting door het materieel zal over het algemeen niet groter zijn dan de verkeersbelasting, zie § 5.11.3. Tijdens het inboren in de zandlagen treden lokaal rond de dijkdeuvel beperkt hogere waterspanningen op, die voor het grootste deel dissiperen binnen enkele uren. Indien de uitvoering niet tijdens jaarlijks hoge buitenwaterstanden plaatsvindt, zal de stabiliteit tijdens de uitvoering van het werk normaal gesproken niet kritisch zijn.

De mate waarin de waterspanningen tijdens het inbrengen van de dijkdeuvels toenemen, is afhankelijk van de vloeistofdrukken en de duur van het boorproces, de doorlatendheid en laagdikten van de grondlagen en de afstand tot de aangebrachte dijkdeuvel.

Een afschuifvlak zal al snel een breedte hebben van enkele tientallen meters. Voor de stabiliteitsberekening mogen de waterspanningen over deze breedte worden uitgemiddeld. Voor een conservatieve benadering kan op basis van metingen bij de pilots van 2009 en 2012 worden aangehouden dat de stijghoogte in de slecht doorlatende lagen 0,25 m hoger wordt, in tussenzandlagen 2,0 m en in dikke zandlagen 1,0 m.

Indien hiermee niet wordt voldaan aan de benodigde uitvoeringsstabiliteit, kan ook worden berekend welke waterspanningen toelaatbaar zijn. Tijdens de uitvoering kan door middel van monitoring, zie § 18.11.6, worden bepaald of de stabiliteit in het geding komt.

18.11.5 Beïnvloeding vervormingen directe omgeving

De invloed van het aanbrengen van de dijkdeuvels door verbuisd boren met behulp van een dubbele boorbuis, zonder toepassing van een expander, is op basis van de ervaringen bij dijkversterking HOP vrij beperkt. De ervaring is opgedaan bij locaties met een slappe-lagenpakket van maximaal 10 m. Mogelijk neemt de invloed toe bij een dikker slappe-lagenpakket.

Wel dienen ter plaatse van de dijkdeuvels kabels en leidingen en andere obstakels te zijn verwijderd.

18.11.6 Monitoring in relatie tot gestelde eisen

Trillingen en geluid zijn dermate beperkt dat hiervoor geen monitoring hoeft plaats te vinden.

Monitoring is wel belangrijk voor de vaststelling van de positionering van de dijkdeuvels in de dwarsdoorsnede en voor de vaststelling van de ligging van de stalen buis in het groutlichaam. Daarnaast verdient het ook aanbeveling om vervormingen bij zettingsgevoelige bebouwing te monitoren, zie ook § 18.11.7. Uiteraard gelden ook de gangbare kwaliteitseisen van aangeleverde materialen, zoals bijvoorbeeld de staalkwaliteit en het momentvast aan elkaar monteren van de losse elementen waaruit de stalen staaf van de dijkdeuvel wordt opgebouwd. Hierop wordt echter niet apart ingegaan.

18.11.7 Risico op schade aan belendingen

Het risico op schade aan belendingen wordt als zeer klein ervaren. Om het risico uit te sluiten, wordt geadviseerd om panden die zich binnen 5 m uit de dijkteen bevinden, op te nemen en vooraf in te meten; na het aanbrengen van een deel van de dijkdeuvels volgt weer een inmetingen, indien deze geen aanleiding geeft om de uitvoering aan te passen, achteraf nogmaals een inmeting. Uitgaande van een toelaatbare zakking van maximaal 10 mm dient bij het aanbrengen van de helft van de dijkdeuvels (om en om) de zakking kleiner te zijn dan de helft van de toelaatbare zakking, in dit geval dus 5 mm.

18.11.8 Ligging stalen buis in groutlichaam

Om de min of meer centrale ligging van de stalen buis binnen het groutlichaam te garanderen kunnen afstandhouders worden toegepast. Er dient rekening te worden gehouden met het trekken van de buitenste boorbuis na het aanbrengen van de stalen buis, waardoor de stalen buis zal zakken in het boorgat. Tevens moet rekening worden gehouden met het deels insnijden van de afstandhouder in de grond, door het eigen gewicht van de stalen staaf.

De exacte ligging van de stalen staaf binnen het groutlichaam is van belang voor:

- het excentriciteitsmoment, zie § 18.7.3;
- de minimaal benodigde groutdekking, zie § 18.7.6;
- de afdracht van dwarskracht van grout naar staal en andersom, zie § 18.7.6.

Door de ligging van de stalen staaf in een aantal situaties te meten met behulp van bijvoorbeeld een inclinometer (na inbrengen binnenmantelbuis, na trekken mantelbuis en, een à twee dagen later, na verharden van het grout) kan de ligging in het grout worden bepaald. Belangrijk hierbij is dat gemeten wordt ten opzichte van een vast nulpunt. Om de metingen met elkaar te kunnen vergelijken, dient bij elke meting als nulpunt de bovenzijde van de buis nauwkeurig te worden vastgelegd. Of de werkelijke ligging voldoet aan het ontwerp moet worden gecontroleerd.

De volgende verificaties zijn vereist:

- In verband met het in rekening gebrachte 2e orde-moment dient de $e_{gewogen}$ (de op basis van stijfheidsverschillen staal/grout gewogen excentriciteit) niet groter te zijn dan de aangehouden waarde. Wanneer hieraan niet wordt voldaan, moet, al dan niet op basis van aanvullende berekeningen, worden aangetoond dat de aanwezige excentriciteit acceptabel is. Als dat niet het geval is, dient de dijkdeugel te worden afgekeurd.
- In verband met de minimaal benodigde groutdekking moet de groutdekking van de aangebrachte dijkdeugels minimaal 30 mm bij een levensduur van 50 jaar, en 40 mm bij een levensduur van 100 jaar. Wordt hieraan niet voldaan, dan moet worden aangetoond dat de werking (lokaal) zonder groutdekking, dus met enkel de stalen staaf, voldoet. Als dit niet kan worden aangetoond, dient de dijkdeugel te worden afgekeurd en moet er een nieuwe worden geplaatst.
- In verband met de afdracht van de dwarskracht van grout naar staal en andersom is ook de groutdekking van belang. Voldoet de groutdekking niet meer aan de gestelde eisen, dan moet onderzoek naar de eigenschappen van het aangebrachte grout, eventueel samen met aanvullende berekeningen, aantonen dat de aanwezige groutdekking toch acceptabel is. Is dat niet het geval, dan moet de dijkdeugel worden afgekeurd.

18.11.9 Grout

De kwaliteit van het groutmengsel dient te worden gecontroleerd en de stijfheid en de druksterkte moeten worden beproefd conform de NEN-EN 12390-3 (NEN, 2017b) en NEN-EN 13791 (NEN, 2018).

Daarnaast moeten de volgende zaken worden vastgelegd.

- de hoeveelheid grout waarmee de mantelbuis wordt gevuld, en het vulniveau;
- na het afhangen van de dijkdeugel, het vulniveau en de hoeveelheid uitgestroomd grout;
- de extra benodigde hoeveelheid grout bij het trekken van de mantelbuis;
- het vulniveau direct na het volledig trekken;
- het vulniveau nadat het grout is uitgehard en de eventuele hoeveelheid en vulniveau's van tussentijdse vullingen;
- een inschatting van de hoeveelheid meegetrokken grond bij het trekken van de mantelbuis.

Op basis van deze gegevens wordt meer zekerheid verkregen over de vraag of het staal volledig is omsloten door grout of dat holle ruimten zijn achtergebleven. Ook kan worden bepaald wat na het uitharden de gemiddelde groutkolomdiameter is. Dit laatste maakt het mogelijk de excentriciteit beter in te schatten.

18.11.10 Plaatsingstolerantie tijdens de realisatie

X-, Y-, Z-startpunt

Volgens de uitvoeringsnorm NEN-EN 1537 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – groutankers, mag aan maaiveld een afwijking in positie van ± 75 mm worden aangehouden. Het startpunt van de boring bij toepassing van dijkdeuvels kan echter nauwkeuriger worden bepaald. In alle drie de richtingen geldt een haalbare plaatsingstolerantie van 2 cm. Zolang de werkelijke uitvoeringstolerantie hierbinnen blijft, wordt de afwijking ten opzichte van het ontwerp afgedekt met de aangehouden belasting-effect-factor. Bij een grotere afwijking dient te worden nagegaan of hiermee het ontwerp nog steeds voldoet.

Hellingshoek

Volgens de uitvoeringsnorm NEN-EN 1537 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – groutankers, mag een afwijking in boorrichting van 2% worden aangehouden. Zolang de werkelijke uitvoeringstolerantie hierbinnen blijft, wordt de afwijking ten opzichte van het ontwerp afgedekt met de aangehouden belastingeffect-factor. Indien aangebrachte dijkdeuvels een grotere afwijking in boorrichting hebben, dient op basis van aanvullende berekeningen te worden aangetoond dat deze afwijking acceptabel is.

18.11.11 Inbrengniveau

Het benodigde inbrengniveau van de onderkant van de dijkdeuvel volgt uit de ontwerpberekeningen. Daarbij moet rekening worden gehouden met :

- minimaal 25% extra inbedding (van puntniveau tot dwarskrachtennulpunt), ten opzichte van wat minimaal volgt uit de berekening) met een minimum van 0,5 m extra inbedding, conform § 18.10.1 in verband met risicobeheersing rondom de weerstand van de dijkdeuvel in de draagkrachtige zandlaag.
- een dieper puntniveau in verband met uitvoeringstoleranties door de schuine plaatsing van de dijkdeuvel. Er dient rekening te worden gehouden met een plaatsingsonzekerheid van een halve meter, tenzij deze aantoonbaar minder is.

De bereikte boordiepte en het puntniveau van de hierin afgehangen stalen staaf moeten worden vastgelegd en voldoen aan het ontwerp. Door in het ontwerp al rekening te houden met de uitvoeringstoleranties, wordt feitelijk ook al rekening gehouden met de mogelijkheid dat het puntniveau van de dijkdeuvels dieper kan liggen, en wordt de kans op het afkeuren van dijkdeuvels tijdens de uitvoering klein gehouden. In het ontwerp moet worden gecontroleerd of bij een diepere ligging van de onderkant van de dijkdeuvel nog wordt voldaan aan de eisen (stabiliteit, constructieve sterkte en vervorming). Een ondieper puntniveau bij de realisatie is alleen toelaatbaar als kan worden aangetoond dat aan deze eisen wordt voldaan.

18.11.12 Verificatie op uitvoeringsafwijkingen ontwerp

Tijdens het installeren van de dijkdeuvels dient te worden gecontroleerd of de constructie conform het uitvoeringsplan wordt ingebracht; zie ook hoofdstuk 7.

Dit betreft o.a.:

- Plaatsingsonzekerheden mogen niet groter zijn dan verondersteld in het ontwerp. Het gaat hierbij om de inbrengdiepte en afwerkhoogte van de dijkdeuvels en om de plaatsingstoleranties zoals behandeld in § 18.11.10.
- Verificatie dat de excentrische ligging van de stalen buis in het groutlichaam niet wordt overschreden, zie ook § 18.11.8.
- Controle of voldoende dekking (grout) rond de stalen buis aanwezig is.

- Controle op groutverbruik (overconsumptie).
- Kwaliteitscontrole van de eigenschappen van vulmateriaal (grout), zie ook § 18.11.9.
- Van de toegepaste materialen en constructieonderdelen.
- Controle of de boutjes van de koppelmoffen voldoende robuust zijn aangebracht (voorkoming van het losdraaien van de koppelmoffen tijdens het trekken van de buitencasing, zie ook § 18.11.2).

18.11.13 Herstel van afgekeurde dijkdeuvels

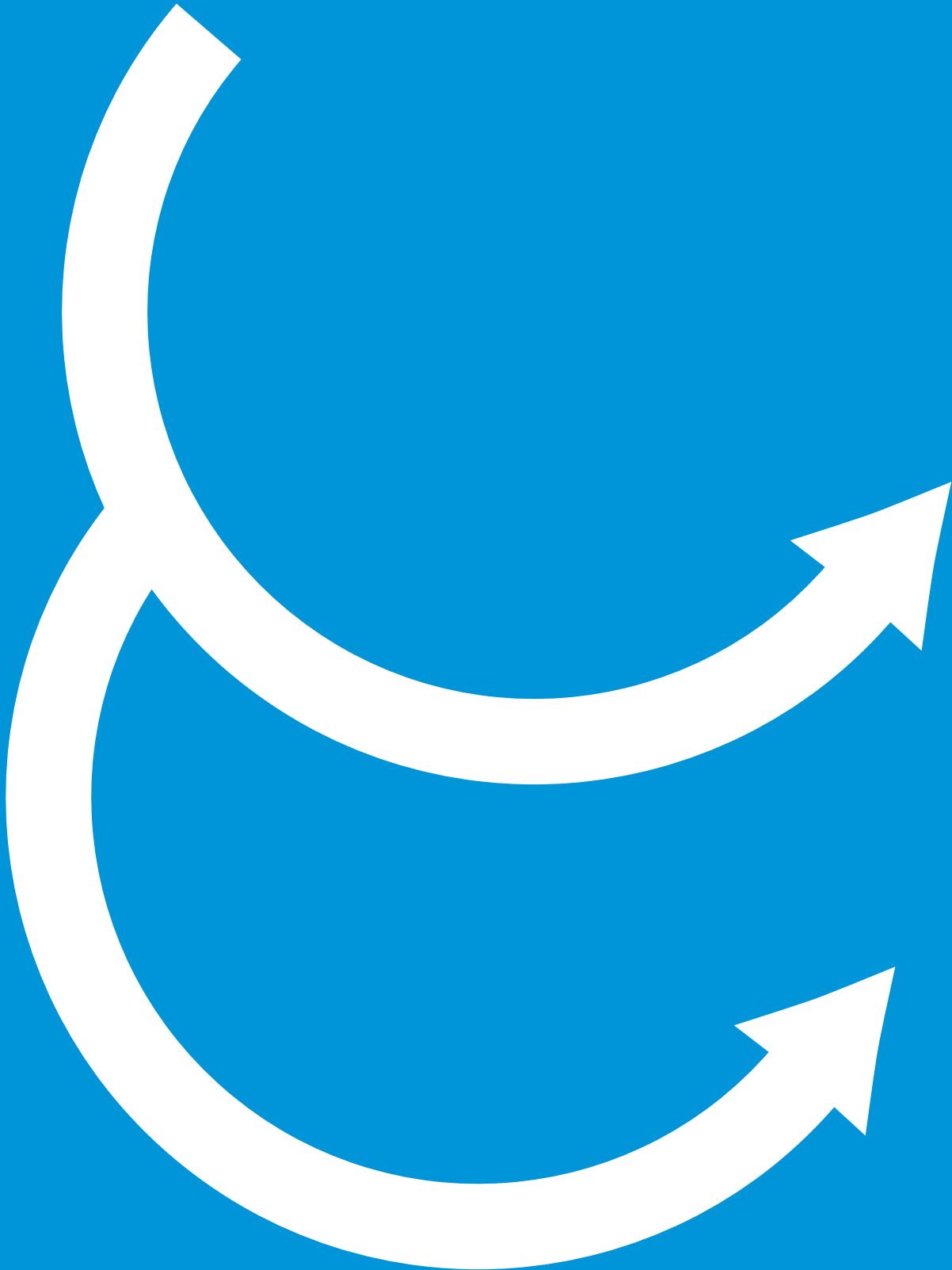
Indien op basis van voorgaande punten aangebrachte dijkdeuvels moeten worden hersteld, kunnen de benodigde herstelwerkzaamheden met een aangepaste ontwerpberekening worden bepaald. Over het algemeen zal het het meest praktisch zijn om aan weerskanten van de afgekeurde dijkdeuvels nieuwe dijkdeuvels aan te brengen, midden tussen de reeds aangebrachte dijkdeuvels.

18.12 Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase

Dijkdeuvels kunnen onderhevig zijn aan corrosie. In het ontwerp dient hiermee rekening te worden gehouden, zie ook § 18.7.5.1. Voor het beheer en onderhoud zijn er geen specifieke inspanningen nodig. Omdat de constructie volledig, of nagenoeg volledig, ondergronds ligt, kan de deze niet periodiek van buitenaf geïnspecteerd worden.

Om het gedrag van de dijkdeuvels in de tijd en tijdens hoge waterstanden vast te stellen, is desgewenst periodieke monitoring wel mogelijk in de holle ruimte van de dijkdeuvel.

Zoals aangegeven in § 18.8 mogen vervormingsverschillen tussen een gedeelte versterkt met dijkdeuvels en het naastliggende deel niet leiden tot een verhoogd risico op overstroming. Hetzelfde geldt voor het met dijkdeuvels versterkte gedeelte zelf. Dit risico kan worden afgedekt door bij het dagelijkse beheer en bij dijkbewaking tijdens hoge waterstanden bedacht te zijn op deze vervormingsverschillen in de vorm van scheurvorming, zowel rond de dijkdeuvels, in de wegverharding, in het talud en op de overgang.



19 Ongewapende soilmix-blokken

19.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op het ontwerp en de toepassing van ongewapende soilmix-blokken als stabiliteitverhogende constructie in een dijk. Voorheen werden soilmix-blokken ook wel MIP (Mixed In Place) genoemd.

Dit hoofdstuk bevat veel verwijzingen naar het Handboek Soilmix-wanden – Ontwerp en uitvoering (CURnet SBR, 2016), hierna genoemd: HSW.

19.2 Principe

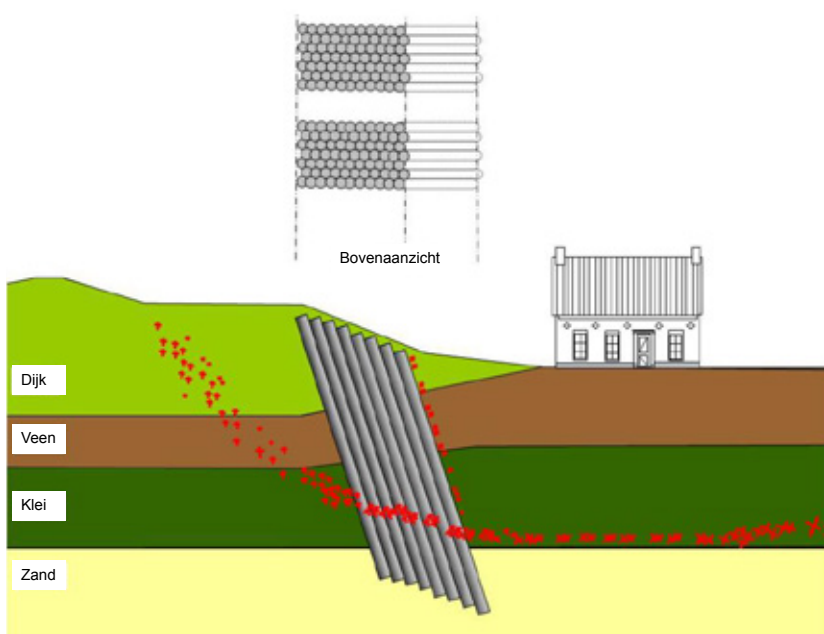
19.2.1 Algemeen

De soilmix-techniek is een grondverbeteringstechniek waarbij de grond wordt gemengd met een geschikt bindmiddel (cement en/of kalk) ter verbetering van de (sterkte)eigenschappen. De benodigde bindmiddelsamenstelling is afhankelijk van de aanbrenghmethode, de grondsoort en de benodigde sterkte van de verbeterde grond.

Voor een uitgebreide technische beschrijving van de verschillende uitvoeringstechnieken, benodigde onderzoeken, materiaaleigenschappen, risicobeschouwingen en andere specifieke zaken wordt verwezen naar het HSW.

In tegenstelling tot in het HSW wordt in dit hoofdstuk uitgegaan van soilmix-blokken waarin binnen het soilmix-materiaal geen wapening of andere (stalen) elementen worden toegepast. Soilmix-wanden met (stalen) elementen worden in deze versie van deze publicatie niet behandeld.

Figuur 19.1 geeft het principe weer van een dijkverbetering met ongewapende soilmix-blokken, waarbij is uitgegaan van toepassing van kolommen.



Figuur 19.1 Principe van dijkversterking met ongewapende soilmix-blokken gevormd door overlappende soilmix-kolommen

De kolommen worden vanaf de kruin of het binnentalud verticaal of schuin aangebracht en ingebed in de draagkrachtige zandlaag. Door de soilmix-kolommen overlappend aan te brengen ontstaan blokken grondstabilisatie. De soilmix-blokken worden niet continu in de lengterichting van de waterkering doorgezet, maar worden onderbroken door stukken met ongemengde grond. De gestabiliseerde blokken leveren weerstand tegen afschuiven doordat ze functioneren als steunberen.

Het voordeel van het toepassen van blokken ten opzichte van losse kolommen is dat bij blokken het weerstandsmoment aanzienlijk hoger is, waardoor minder materiaal noodzakelijk is. Het ruimtebeslag van blokken is dus ook aanzienlijk geringer dan bij losse kolommen, zodat eventuele uitbreidingen beter inpasbaar zijn. Ook bij panelen (opgebouwd uit een rij kolommen) zijn zowel het ruimtebeslag als de gevoeligheid voor de uitvoeringstolerantie groter. De toepassing van blokken is dus economischer en beter geschikt voor toekomstige aanpassing.

Vooralsnog zijn in enkele pilots blokken met blokbreedtes van 5,5 m tot 7,5 m (in lengterichting dijk) toegepast, met een tussenruimte van 30% (Deltares, 2011). Met gangbaar materieel is het haalbaar om vanaf de kruin tot circa 6 m uit de kruin kolommen aan te brengen.

19.2.2 Ontwikkeling

In 2001 is Rijkswaterstaat samen met CUR Bouw & Infra, het project INSIDE gestart. Dit initiatief was erop gericht kennisaanbieders (ingenieursbureaus, aannemers en kennisinstellingen) uit te dagen en aan te sporen om innovatieve, ruimtebesparende en kostenbewuste methoden voor dijkversterkingen te ontwikkelen. De techniek 'ongewapende soilmix-blokken', voorheen MIP (Mixed In Place) genoemd, is een van de resultaten.

In 2009 vond de eerste praktijkproef plaats, nabij Kinderdijk te Schoonhovenseveer, waar de droge methode werd toegepast. Hierbij zijn in de omgeving grote grondvervormingen opgetreden.

In 2012 volgde een tweede pilot, nabij Nieuw-Lekkerland, nu met de natte methode. Het doel van deze pilot was antwoorden te vinden op resterende onderzoeksvragen en vast te stellen of, en onder welke condities, voldaan kan worden aan de algemene acceptatiecriteria voor alternatieve dijkversterkingstechnieken, zoals die kunnen worden toegepast voor de aanbesteding van dijkversterkingen binnen het HWBP-programma.

In 2017-2018 zijn soilmix-panelen toegepast bij de dijkversterking VIJG (Versterking IJsseldijk, Gouda). Bij deze dijkversterking zijn CSM-panelen gemaakt (Cutter Soil Mix, natte methode). De resultaten van het toepassen van soilmix bij deze dijkversterking waren nog niet beschikbaar bij het opstellen van de PPL. Wel is bekend dat in de omgeving kleinere grondvervormingen zijn opgetreden dan in 2009 met de droge methode. In dit hoofdstuk wordt verder alleen ingegaan op de toepassing van soilmix-blokken.

19.3 Overzicht van toe te passen controles

De maximaal toelaatbare faalkans voor de drie afzonderlijke faaloorzaken (geotechnisch, constructief, eventuele grond-constructie-interactie) moet worden bepaald conform § 4.2.

Voor soilmix-blokken worden de volgens § 4.6 uit te voeren ontwerpcontroles uitgewerkt in de volgende paragrafen.

- § 19.6 Geotechnische stabiliteit (GEO1) en snijden (GEO2)
- § 19.7 Constructieve sterkte (STR1)
- § 19.8 Vervormingen door hoogwaterbelasting

De bepaling van de een-assige druk- en treksterkte van het soilmix-materiaal zoals gegeven in § 19.4 sluit aan op de bepaling die wordt geschetst in § 6.2.2 in deel 1 van het HSW.

Voor het binnen eindige-elementenberekeningen modelleren van het constitutieve gedrag van gecementeerd materiaal is binnen *PLAXIS* rond 2018 het Concrete-materiaalmodel beschikbaar gekomen. Naast modellering van schuifsterkte en druksterkte als functie van de meer-assige spanningstoestand vindt daarin ook modellering plaats van de treksterkte en scheurvorming. De controle op constructieve sterkte gebeurt dus volledig binnen het model, gelijktijdig met de stabiliteitscontrole. Daarom zijn buiten de eindige-elementenberekening geen aparte controles op constructieve sterkte nodig. Anderzijds vraagt toepassing van dit constitutieve model wel om extra materiaalonderzoek en gevoeligheidsanalyses voor de modelparameters waarmee voor soilmix nog geen ervaring bestaat, zie verder § 18.5.1.

19.4 Sterkte en stijfheid van het soilmix-materiaal

19.4.1 Algemeen

De hierna volgende tekst vat vooral samen wat het HSW zegt over het bepalen van de een-assige druk- en treksterkte van soilmix-materiaal en over het bepalen van een schuifsterkte die niet afhankelijk wordt gesteld van de meerassige spanningstoestand.

Het Concrete-materiaalmodel in *PLAXIS* verlangt echter extra én andere parameters. Extra is de scheurenenergie, die het spanning-rekgedrag na scheurvorming bepaalt. Anders is de hoek van inwendige wrijving, die samen met de opgegeven een-assige druksterkte de schuifsterkte bepaalt als functie van de meerassige spanningstoestand, onder invloed van de tevens op te geven dilatatiehoek.

Vanaf ongeveer 1985 is met beton al de nodige ervaring opgebouwd met het bepalen van scheurvormingsparameters, ondersteund door experimenten en validatieberekeningen. Voor het soilmix-materiaal ontbreekt dergelijke ervaring echter nog volledig.

Ook bestaat er voor soilmix nog geen enkele ervaring met de te kiezen wrijvingshoek en dilatatiehoek. Vanwege de alzijdige gronddruk op soilmix-blokken hebben deze parameters daar meer invloed dan bij reguliere betonconstructies die niet in de grond zijn ingebed.

Vanwege deze kennisleemte ontbreken in zowel de PPE als in de PPL directieve aanwijzingen voor de bepaling van bovengenoemde parameters. Per project zijn daarom zowel extra materiaalonderzoek als gevoeligheidsanalyses vereist, waarop voldoende conservatieve keuzes moeten worden gebaseerd.

Als input voor het (voor)ontwerp met soilmix-blokken zijn de sterkte- en stijfheidseigenschappen en het volumieke gewicht van het soilmix-materiaal van belang. De eigenschappen van het soilmix-materiaal en de homogeniteit/heterogeniteit hiervan worden beïnvloed door talrijke parameters, zie § 2.3 van deel 2 van het HSW. De sterke- en stijfheidseigenschappen van het soilmix-materiaal dienen per representatieve zone apart te worden beschouwd, zie § 8.4 van deel 2 van het HSW. Onder representatieve zone wordt verstaan: elke zone/laag in het blok waarbij de eigenschappen van het soilmix-materiaal min of meer constant is, bijvoorbeeld over een specifieke grondlaag binnen het blok. In het uiterste geval dat het soilmix-materiaal ten gevolge van de aanwezige grondlagen, de uitvoeringswijze en overige parameters,

volledig homogeen is over het gehele blok, kan volstaan worden met 1 representatieve zone, mits de homogeniteit eenduidig kan worden aangetoond.

Bij toepassing in waterkeringen moet voor het bepalen van deze eigenschappen volgens het HSW de benadering worden aangehouden die ook geldt bij ontwerpen volgens de Eurocode bij betrouwbaarheidsklasse 3 (RC3). Conform het HSW mag dan tijdens het voorontwerp met algemene ervaringsgegevens voor het soilmix-materiaal worden volstaan, maar moet voor het definitieve ontwerp en uitvoeringsontwerp gebruik worden gemaakt van specifieke ervaringsgegevens, zie Tabel 19.1.

Tabel 19.1 *Bepaling eigenschappen soilmix-materiaal per ontwerpfase*

Ontwerpfase	Bepaling eigenschappen soilmix-materiaal
Voorontwerp VO	Algemene ervaringsgegevens waarbij onderscheid is gemaakt naar grondsoort, zie o.a. § 6.3 van het HSW
Definitief ontwerp DO/ Uitvoeringsontwerp UO	Specifieke ervaringsgegevens afgeleid uit proefgegevens onder vergelijkbare omstandigheden (bodemopbouw, uitvoeringmethode) of voorafgaand uitgevoerd geschiktheidsonderzoek verkregen op in situ-mengsels of op laboratorium-proefmengsels
Uitvoeringsfase	Verificatie, zie § 19.10

De voor het DO/UO aangehouden sterkte- en stijfheidseigenschappen dienen achteraf tijdens de realisatie te worden geverifieerd, zie ook § 19.10.

De parameters voor het VO kunnen het beste in overleg met de uitvoerende partij worden ingevuld, rekening houdend met de specifieke locatie- en uitvoeringstechnische omstandigheden. Bij enkele methoden wordt een homogene menging verkregen met grondlagen over grotere hoogte, terwijl bij andere methoden een veel minder homogene menging ontstaat. In het laatste geval zullen de parameters sterker variëren. Uit ervaring is gebleken dat de natte mix-methode tot een hogere sterkte en een betere sterkteverdeling leidt, door de meer homogene samenstelling van het gemixte materiaal. Eigenschappen van laboratorium-proefmengsels vallen daarnaast doorgaans gunstiger uit dan de in-situ eigenschappen van in het veld gemixt materiaal.

Behalve met de sterkte dient in het ontwerp rekening te worden gehouden met de mogelijke chemische aantasting aan het soilmix-materiaal vanuit de bodem. Hiervoor wordt verwezen naar § 9.3.2 van het HSW.

19.4.2 Druksterkte soilmix

In § 6.3.2 van deel 1 en § 2.3.2 van deel 2 van het HSW wordt ingegaan op de een-assige druksterkte van het soilmix-materiaal. In lijn met § 6.3.2 van het HSW mag in het ontwerp geen hogere sterkte dan bij 28 dagen worden aangehouden, ondanks het feit dat deze druksterkte bij hogere leeftijd nog significant kan toenemen. Wel moet er een reductiefactor worden toegepast voor langetermijntoepassing, zie § 19.4.6.

19.4.3 Schuifsterkte soilmix

In § 6.3.5 van deel 1 en § 2.3.5 van deel 2 van het HSW wordt ingegaan op de schuifsterkte van het soil-

mix-materiaal. In § 6.3.5 van deel 1 van het HSW is aangegeven dat bij soilmix-materiaal met een druksterkte tot 6 MPa, de schuifsterkte groter is dan 20% van deze druksterkte.

Binnen eindige-elementenberekeningen bepaalt het constitutief model de schuifsterkte als functie van de meer-assige spanningstoestand. Constitutieve modellen voor gecementeerd materiaal, zoals het Concrete-materiaalmodel in *PLAXIS*, maken daarbij, net zoals voor grond, gebruik van een in te voeren hoek van inwendige wrijving en een eveneens in te voeren dilatantiehoek. In het geval van een gecementeerde soilmix is het aannemelijk dat een conservatieve benadering wordt gevonden door toepassen van de hoek van inwendige wrijving van vermengende grond zonder cement, in combinatie met een dilatantiehoek van 0. Gegeven het gebrek aan ervaring moet in ieder geval worden onderzocht wat de invloed op stabiliteit en vervorming is bij variatie van de wrijvingshoek die de 0 graden nadert (maatgevend voor druksterkte, ondergrens voor de schuifsterkte bij een meerassige spanningshoek) en 40 graden (ondergrens van de treksterkte bij een meer-assige spanningstoestand). Indien voor een of beide gevallen niet wordt voldaan aan de toetscriteria mag de druk- en treksterkte ook worden getoetst bij een tussenliggende hoek van inwendige wrijving, waarbij dan wel met de 3D-spanningstoestand van de gronddruk tegen het blok (met name tussen de blokken) rekening wordt gehouden, ofwel via 3D-analyse, ofwel handmatig. Deze hoek van inwendige wrijving dient dan bepaald te worden op basis van nader materiaalonderzoek.

19.4.4 Treksterkte soilmix

19.4.4.1 Inleiding

In § 6.3.4 van deel 1 en § 2.3.4 van deel 2 van het HSW wordt ingegaan op de een-assige treksterkte, die wordt ingeschat op basis van de druksterkte. Mogelijk geeft dit echter een overschatting. Aangezien voor ongewapende soilmix-blokken de treksterkte een belangrijke parameter is, moet de eventueel aan te houden correlatie met de druksterkte worden geverifieerd op basis van trekproeven (Brazilian Tensile Strength), conform NEN-EN 12390-6 (NEN, 2009).

19.4.4.2 Gemiddelde en karakteristieke waarden uit proeven

De statistische verwerking voor de bepaling van de gemiddelde en karakteristieke druksterkte van het soilmix-materiaal uit proeven wordt behandeld in § 6.3.2 in deel 1 van het HSW. Als andere eigenschappen van het soilmix-materiaal uit de proeven worden gehaald, geldt daarvoor dezelfde methode.

Met nadruk wordt erop gewezen dat het onderzoek zich in ieder geval moet richten op de meest kritische lagen, gezien vanuit de bodemopbouw en eventueel de berekening(sresultaten), waarbij statistisch homogene populaties (representatieve zones) moeten worden onderscheiden.

19.4.4.3 Aantonen homogeniteit/variabiliteit

Los van de methode uit het HSW kan de homogeniteit mogelijk ook met (semi-)continue metingen worden aangetoond, indien het uitgeharde soil-mix materiaal zo zacht is dat deze metingen uitvoerbaar zijn, bijvoorbeeld met de CCP-meting (conventionele kolommenpenetratieproef of 'column penetration test'). In 2.6.6 van deel 2 van het HSW komt nog een aantal methoden aan bod. Met een CCP-meting kan de karakteristieke waarde van de sterkte van het soilmix-materiaal worden bepaald. Voordeel hiervan is dat de variabiliteit in diepte beter in beeld kan worden gebracht. CCP-metingen zijn drukproeven waarbij een instrument door de kolom wordt gedrukt. Hierbij kan voor het meten van de benodigde drukkracht een conus worden gebruikt. De gelaagdheid van de ondergrond wordt weerspiegeld in de registratie van CCP-proeven op het soilmix-materiaal. De systematische afwijking van de sterkte van het gemiddelde van

de grondlaag kan dan geschat worden op basis van het verloop van de CCP-registraties. De verschillende CCP-registraties kunnen binnen de grondlaag bemonsterd worden, bijvoorbeeld per 10 cm steeds de laagste waarde, of het voortschrijdende gemiddelde van de waarnemingen over bijvoorbeeld 1 m. Aan de hand hiervan kunnen conform § 3.1.3.1 van de CUR 219 het gemiddelde en de standaardafwijking van de CCP-waarde worden berekend, alsmede de karakteristieke 5% ondergrenswaarde. Op basis van een veronderstelde normale verdeling volgt dan per representatieve zone:

$$\frac{CCP_{kar}}{CCP_{gem}} = 1 - 1.65 v_{CCP}$$

waarin:

CCP_{kar} de karakteristieke CCP-waarde binnen de grondlaag

CCP_{gem} de gemiddelde CCP-waarde (waarbij verschillende CCP-registraties mogen worden gebruikt)

v_{CCP} de variatiecoëfficiënt van de CCP-waarde binnen de beschouwde grondlaag

De factor mag per CCP worden bepaald en worden gemiddeld over alle CCP's in de laag.

Vervolgens wordt de karakteristieke druksterkte van het soilmix-materiaal per representatieve zone als volgt bepaald:

$$f_{sm;k} = \frac{CCP_{kar}}{CCP_{gem}} \left(f_{sm;gem} - t_{n-1}^{0,95} s_t \sqrt{\frac{1}{n}} \right)$$

$f_{sm;k}$ karakteristieke waarde druksterkte soilmix-materiaal (per repr. zone)

$f_{sm;gem}$ gemiddelde waarde druksterkte soilmix- materiaal (per repr. zone)

n aantal drukproeven op monsters uit representatieve zone

s_t de standaardafwijking van het resultaat van deze drukproeven

Er mag gerekend worden met de gunstigste karakteristieke waarde die is verkregen met deze methode of op basis van de UCS-proeven. Verwacht wordt dat door de grote spreiding in de laboratoriumproef-resultaten, de gunstigste (hoogste) waarde zal worden gevonden door toepassing van de semi-continue-meting.

Een gebleken lineaire trend van de sterkte met de diepte mag aangehouden worden in de sterktebepaling.

19.4.5 Equivalente 2D-eigenschappen van soilmix-blokken

Zoals aangegeven worden openingen tussen de blokken gelaten. De sterkte van de grond tussen de blokken mag niet worden meegenomen in de 2D-berekening. Naast de waarde van de (schuif)sterkte van het soilmix-materiaal is namelijk ook het rekniveau van belang waar deze sterkte wordt bereikt. Met name bij de natte methode, waarbij hoge sterktes worden bereikt, treedt de pieksterkte op bij lage rekken (0,1 à 0,2%). De grondsterkte is hierbij nauwelijks gemobiliseerd. Bij de rekken waarbij de grond ook een bijdrage gaat leveren is de sterkte van het soilmix-materiaal aanzienlijk gereduceerd.

In een 2D-berekening moet de opneembare trek-, druk- en schuifsterkte van de gemixte grond daarom worden gereduceerd met het openingspercentage (§ 5.8.1) om tot (reken)waarden per strekkende meter waterkering te komen. Zie verder § 19.4.6.

Bij de vervormingstoets dient verder de stijfheid ook te worden gereduceerd met het openingspercentage, maar niet bij de constructieve toets.

19.4.6 Rekenwaarden sterkte soilmix-materiaal

Bij toepassing van het Concrete-materiaalmodel in *PLAXIS* vindt de spanningscontrole op trek-, druk- en schuifsterkte impliciet plaats binnen de eindige-elementenberekening, als onderdeel van de stabiliteitscontrole. Voor de soilmix-sterkteparameters moeten daarbij direct rekenwaarden worden ingevoerd, die binnen de verschillende rekenfasen niet verder worden verlaagd.

Voor de toe te passen rekenwaarde van de druksterkte geldt:

$$f_{sm;d} = \frac{f_{sm;k} \cdot \alpha_{sm}}{f_{open} \cdot K_f \cdot g_{sm} \cdot g_{corr;sm} \cdot \gamma_{b;str}}$$

waarin:

$f_{sm;d}$	rekenwaarde druksterkte soilmix-materiaal (per representatieve zone)	
$f_{sm;k}$	karakteristieke waarde druksterkte soilmix-materiaal bij een verhardingstijd van 28 dagen (per representatieve zone)	
$\gamma_{corr;sm}$	belastingeffect-factor	1,20
$\gamma_{b;str}$	constructieve schematiseringsfactor, zie § 5.6 en § 19.5.5	
γ_{sm}	materiaalfactor van het soilmix-materiaal	1,50 conform § 6.3 van deel 1 van het HSW
α_{sm}	coëfficiënt voor langedureffecten	0,85 conform § 6.3 van deel 1 van het HSW (1,0 voor tijdelijke toestand)
K_f	paalfactor	1,0 bij druksterktebepaling op monsters uit de uitgevoerde verharde soilmix-wand en in alle andere gevallen 1,1 conform § 6.3.3 van deel 1 van het HSW
f_{open}	openingsfactor voor 2D-berekeningen, conform § 5.8.1	

Bovenstaande formule is uitgewerkt voor de druksterkte, maar is voor de in te voeren treksterkte vergelijkbaar.

Indien de sterkte over de hoogte varieert door de aanwezigheid van meerdere representatieve zones, dan kan over de volledige hoogte worden uitgegaan van de sterkte behorende bij de representatieve zone met de laagste sterkte, of kan de sterkte per representatieve zone worden meegenomen.

19.4.7 Stijfheid soilmix-materiaal en grond

Voor de bepaling van de elasticiteitsmodulus van het soilmix-materiaal zijn in § 6.3.7 van deel 1 van het HSW twee benaderingen gegeven (op basis van proeven resp. op basis van correlaties). Voor de lange termijn dient bij soilmix rekening te worden gehouden met kruipgedrag van het soilmix-materiaal, wat kan oplopen tot een factor 2 in de stijfheid. De maatgevende omstandigheden zijn echter kortdurend, zodat niet met kruipgedrag hoeft te worden gerekend. Ook moet rekening worden gehouden met de plaatselijke omstandigheden, zie § 6.3.6 van deel 1 van het HSW.

Voor de vervormingstoets is een lage stijfheid van het soilmix-blok maatgevend, voor de constructieve toets een hoge stijfheid. Voor de invulling hiervan wordt verwezen naar § 6.4.3.3 in het HSW.

Ongewapende soilmixblokken betreffen een onverankerde constructie. Tabel 19.2 geeft de aan te houden stijfheid van de grond en van de soilmix. Zoals aangegeven in onderstaande formules, dient bij toepassing van een openingspercentage de lage stijfheid te worden gecorrigeerd op basis van het

openingspercentage, en dienen de paalfactor en de coëfficiënt voor langeduureffecten eveneens in rekening te worden gebracht. Ook moet de stijfheid worden gedeeld door een factor 2, in verband met lagere stijfheid door scheurvorming. Bij de hoge stijfheid dient de gemiddelde ongescheurde stijfheid te worden aangehouden. Eventueel kan ook bij de hoge stijfheid rekening worden gehouden met het openingspercentage, afhankelijk van de configuratie en de schelpfactor.

$$E_{sm,laag} = \frac{E_{sm,gem} \cdot \alpha_{sm}}{K_f \cdot 2 \cdot f_{open}}$$

$$E_{sm,hoog} = E_{sm,gem}$$

waarin:

$E_{sm,gem}$ laaggemiddelde elasticiteitsmodulus soilmix-materiaal (per representatieve zone)

$E_{sm,laag}$ lage elasticiteitsmodulus soilmix-materiaal

$E_{sm,hoog}$ hoge elasticiteitsmodulus soilmix-materiaal

Tabel 19.2 Aan te houden stijfheid grond en soilmix-materiaal in rekenfasering

Aan te houden stijfheid	
Vervormingstoets	
Alle grondlagen Soilmix (per laag of van grondlaag met laagste waarde)	Lage stijfheid $E_{sm,laag}$
Stabiliteit plus constructieve sterkte	
Grondlagen waar inklemming wordt bereikt Soilmix (per laag of van grondlaag met hoogste waarde)	Hoge stijfheid $E_{sm,hoog}$
Overige grondlagen	Lage stijfheid

Indien de stijfheid van het soilmix-blok door de aanwezigheid van meerdere representatieve zones varieert over de hoogte, kan voor de vervormingstoets over de volledige hoogte worden uitgegaan van de lage stijfheid van de slapste representatieve zone, en voor de constructieve toets van de hoge stijfheid van de stijfste representatieve zone. Of de stijfheid kan 'laagsgewijs' worden meegenomen per representatieve zone.

19.4.8 Schuifsterkte op grenslaag van soilmix-materiaal en grond

Op het grensvlak van soilmix-blok en omliggende grond hoeft de schuifsterkte van grond niet te worden gereduceerd ($R_{inter} = 1,0$). Deze Rinter-waarde is hoger dan in § 6.5.1 van het HSW is aangegeven, maar gezien de wandruwheid gerechtvaardigd.

19.5 Eindige-elemententoepassing

19.5.1 Algemeen

Zoals hiervoor al aangegeven vindt de controle op druk-, trek- en schuifsterkte bij toepassing van het Concrete-materiaalmodel in PLAXIS impliciet plaats binnen de eindige-elementenberekening, als onderdeel van de stabiliteitscontrole.

Over het algemeen zal voor het ontwerp een maatgevende situatie optreden bij een oprijfveiligheid van 1,0 in combinatie met het diepste slappe lagenpakket. Indien bij een mogelijk aanwezige diepere slappe laag een hogere oprijfveiligheid geldt, dienen twee maatgevende doorsneden te worden berekend ten behoeve van de benodigde diepte van de soilmix-kolommen (diepste slappe laag) en de maximale spanningen in de soilmix-kolommen (oprijfveiligheid van 1,0).

Het is ook mogelijk dat bij dieper plaatsen van de blokken en of individuele kolommen, de schuif- en trekspanningen toenemen. Daarom moet rekening worden gehouden met uitvoeringstoleranties in het ontwerp. Zie verder § 19.9.1.1.

19.5.2 Modelling soilmix

Het soilmix-materiaal kan in *PLAXIS 2D* gedetailleerd worden meegenomen met het Concrete-materiaalmodel (non-porous). Zeker bij soilmix-blokken zonder toepassing van (stalen) elementen is dit model geschikt. Wel dienen enkele extra parameters van het materiaal te worden ingevuld, bijvoorbeeld de scheurenergie. Voor de benodigde parameters wordt verwezen naar de *PLAXIS*-handleiding. Hierin staan ook indicaties van waarden voor (spuit)beton. Een groot voordeel van het Concrete-materiaalmodel is dat rekening wordt gehouden met softening (afnemende sterkte na bereiken pieksterkte), zowel ten aanzien van druk- als trekspanningen. Dit draagt bij aan een optimaler ontwerp.

Wel dient te worden opgemerkt dat voor het toepassen van het Concrete-materiaalmodel er voldoende constructieve kennis moet zijn om het betrouwbaar te kunnen toepassen.

Bij toepassing van het Concrete-materiaalmodel kan de Design Approach in *PLAXIS* voor de constructieve toets (Fase 5) voor dit materiaal niet worden toegepast en moeten de eigenschappen van de grondlagen dus handmatig worden vervangen door eigenschappen met rekenwaarden. Voor de aan te houden sterkte van het soilmix-materiaal en de stijfheid hiervan wordt verwezen naar § 19.4.6 en § 19.4.5.

19.5.3 Rekenfasering

Bij een ontwerp met soilmix-blokken is de toe te passen rekenfasering eenvoudiger dan de algemene rekenfasering die geldt voor stalen constructies, zie § 6.2.

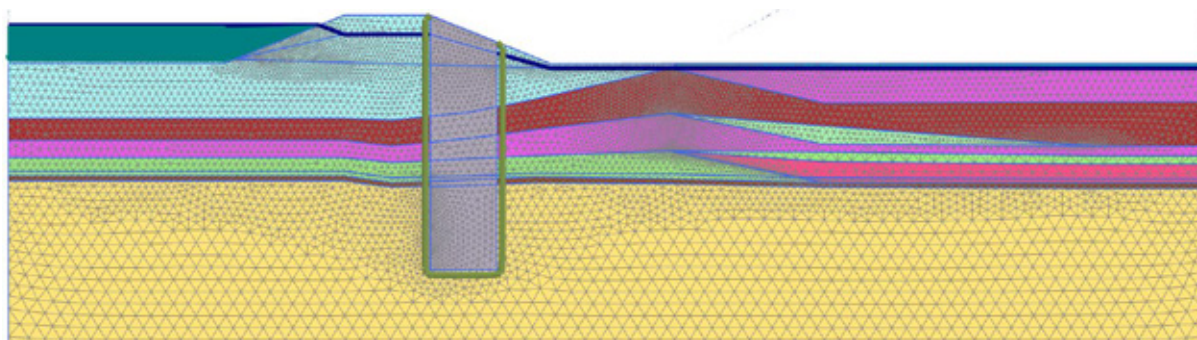
- Om de voor scheurvorming maatgevende spanningen in het soilmix-materiaal te vinden moet het effect van zakkende grond (rekenfase 3) niet in rekening worden gebracht (net zoals dat bij betonconstructies het geval is).
- Een aparte rekenfase 5 (zonder toepassing van geotechnische schematiseringsfactor op de grondsterkte) is alleen nog nodig om een constructieve schematiseringsfactor op basis van krachten en momenten te kunnen bepalen, zie § 19.5.5.

Conform § 4.8.5 moet een hoge grondstijfheid worden aangehouden voor de grondlagen waaraan het soilmix-blok zijn inklemming ontleent.

19.5.4 Elementennet

Zowel in 2D- als in 3D-berekeningen moet het elementennet van de grond direct naast het soilmix-blok voldoende fijn worden gemaakt om in het soilmix-blok betrouwbare spanningen te verkrijgen. Conform de PPE moet de meshfijnheid iteratief worden bepaald.

In Figuur 19.2 is een voorbeeld opgenomen van een geschikt 2D-elementennet.



Figuur 19.2 Voorbeeld van een mesh van een PLAXIS 2D-berekening met soilmix-blokken

19.5.5 Bepaling constructieve schematiseringsfactor

Van de dwarskracht en het buigend moment in het soilmix-materiaal moet de constructieve schematiseringsfactor formeel worden bepaald zie § 5.6. Voor de rekenwaarde van de soilmix-sterkte dient de laagste waarde te worden aangehouden van ofwel de dwarskracht ofwel het buigend moment. Deze is maatgevend. De momenten- en dwarskrachtenlijn kunnen uit de PLAXIS-berekening worden verkregen, door in de PLAXIS-output op 'Tools' en vervolgens op 'Structural Forces' in 'Volume's' te klikken, en het soilmix-materiaal aan te vinken.

19.6 Geotechnische toets (GEO)

De controle van de geotechnische stabiliteit (GEO1) moet worden uitgevoerd conform de aanwijzingen in § 4.8.1 van deze PPL en conform § 3.4.10 van de PPE.

Conform § 4.8.3 hoeft niet op snijden te worden getoetst bij een openingspercentage van maximaal 50%, een maximale tussenafstand tussen de blokken van 2,5 m en een bloklengte loodrecht op de dijk-as van minimaal 5 m of 5 maal de blokbreedte. Als aan al deze voorwaarden wordt voldaan is er ook geen vergelijkende 3D-berekening nodig.

19.7 Constructieve toets (STR)

Bij toepassing van het Concrete-materiaalmodel zal het effect van het lokaal overschrijden van de trek-, schuif- en druksterkte op de stabiliteit direct blijken uit de eindige-elementenanalyse, omdat daarin al de benodigde (reken)factoren zijn verwerkt op de sterkte-eigenschappen en eveneens rekening is gehouden met het openingspercentage, zie § 19.4.6. Zoals aangegeven in § 19.4.3 dient een berekening te worden uitgevoerd met een hoek van inwendige wrijving van het soilmix-materiaal die zowel de 0 graden nadert als 40 graden.

19.8 Vervormingstoets

Voor de beoordeling van de vervormingen wordt verwezen naar § 4.6.2 en Bijlage B van de PPE.

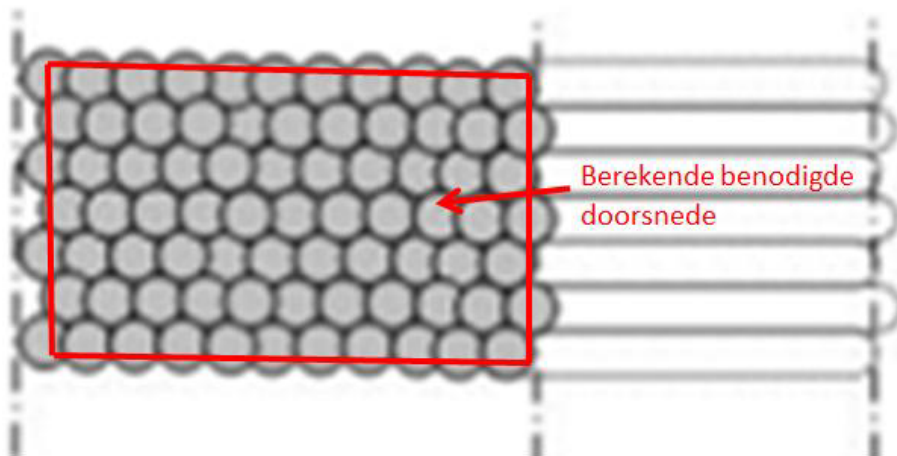
19.9 Risicobeheersing ongunstige bijeffecten bij het ontwerp

Hoofdstuk 4 van deel 1 van het HSW behandelt de risico's van het toepassen van soilmix-wanden. Enkele van deze risico's zijn hier niet relevant, maar gelden uitsluitend voor 'gewapende' soilmix-wanden. In dit hoofdstuk worden risico's behandeld specifiek voor de toepassing in waterkeringen.

19.9.1 Afdekking risico's in het constructieve ontwerp

19.9.1.1 Vertaling van het ontwerp naar uitvoering en uitvoeringstoleranties

Zoals in § 19.2 staat, heeft het de voorkeur om – al dan niet uit kolommen samengestelde – blokken toe te passen. In de berekening wordt een blok met rechte vlakken aangenomen, maar in werkelijkheid is de vorm grilliger vanwege de ronde vorm van de individuele kolommen. Aan de polderzijde treden de grootste drukspanningen op en aan de kruinzijde de grootste trekspanningen. Om de spanningen uit te mogen smeren over de volledige breedte van het blok dient de soilmix over de volledige breedte aanwezig te zijn. De uitstekende gedeelten van individuele kolommen dienen te worden verwaarloosd. Veiligheidshalve dient dus het berekende benodigde oppervlak (rode lijn in Figuur 19.3) binnen het oppervlak te vallen waarbij overal 2 soilmix-kolommen elkaar overlappen, inclusief uitvoeringstolerantie.



Figuur 19.3 Vertaling ontwerpdoorsnede soilmix-blok naar uitvoering

In het ontwerp dient ook rekening te worden gehouden met de uitvoeringstoleranties in de diepte. Tijdens de uitvoering moet de minimaal benodigde diepte worden aangebracht, maar ook moet in het ontwerp worden gecontroleerd of het in verband met uitvoeringstolerantie aanbrengen tot een dieper niveau niet leidt tot te hoge trekspanningen. Voor een eerste inschatting kan in de berekening hiervoor een halve meter extra diepte worden aangehouden, maar dit moet tijdens de uitvoering worden gecontroleerd.

19.9.1.2 Holle ruimte door bodemdaling en extreme belastingen

Onder dagelijkse omstandigheden kunnen door bodemdaling grondvervormingen ontstaan. Deze zijn gezien de relatief steile helling van de soilmix-blokken aan de onderzijde van de slappe lagen echter dermate gering en treden bovendien zo langzaam op, dat dit geen kwelweg langs de soilmix-blokken zal veroorzaken.

Onder extreme belastingscondities (o.a. WBM) zou theoretisch de grond tussen de soilmix-blokken meer kunnen vervormen dan de soilmix-blokken zelf. Daardoor zou aan de polderzijde een holle ruimte kunnen ontstaan. Dit speelt met name in de rekenfase met rekenwaarde voor de grondparameters en niet zozeer in de werkelijkheid (rekenfase met representatieve grondparameters). Ook kan de belasting die het soilmix-blok uitoefent op de ondergrond leiden tot een holle ruimte, maar dan juist aan de rivierzijde. Hiervoor geldt dat dit in werkelijkheid niet speelt, of slechts over beperkte hoogte.

In het ontwerp dient te worden aangegeven of deze risico's van toepassing zijn en welke (beheers)maatregelen genomen moeten worden om deze risico's acceptabel te krijgen.

19.9.2 Beïnvloeding geohydrologische situatie

Zie § 5.4.2 voor de mogelijke invloed van het aanbrengen van de constructie op de in rekening te brengen waterspanningen tijdens dagelijkse en maatgevende omstandigheden.

19.9.3 Vergunningen

Voor het toepassen van soilmix zijn geen aparte (bouw)vergunningen nodig. Wel gelden alle wetten, procedures, vergunningen en ontheffingen die algemeen gelden voor traditionele dijkversterkingen.

19.9.4 Eigendomsgrenzen

Omdat de soilmix-kolommen schuin kunnen worden aangebracht, dient rekening te worden gehouden met eigendomsgrenzen en bebouwing, zie ook hoofdstuk 10.

19.10 Kwaliteitsbeheersing

Met betrekking tot de kwaliteitsbeheersing zijn in hoofdstuk 8 van deel 1 van het HSW zaken opgenomen zoals courante uitvoeringstoleranties, monsternamen en bepaling van soilmix-karakteristieken. Een aantal van deze zaken geldt overigens alleen voor 'gewapende' soilmix-wanden. In het vervolg van deze paragraaf worden zaken behandeld specifiek voor toepassing in waterkeringen. Deze dienen dan ook in het kwaliteitsplan te worden toegevoegd.

In § 8.4 van het HSW wordt ingegaan op monsternamen ten behoeve van de controle van de eigenschappen van het aangebrachte soilmix-materiaal. Deze moeten worden vergeleken met de in het ontwerp gebruikte waarden. In § 8.6 van het HSW is aangegeven hoe de waarden van de eigenschappen worden bepaald. In grote lijnen kan dit ook voor ongewapende soilmix-blokken worden toegepast.

In tabel 8.1 van het HSW dient toepassingsgebied en functie B (permanent grondkerende soilmix-wand) te worden aangehouden, en categorie RC3. Per 75 m³ zouden dan twee monsters per representatieve laag moeten worden onderzocht. Om onnodig veel kostbare controleproeven te voorkomen, hoeft dit echter op maar 20% van de blokken te worden toegepast, met een minimum van twee. Bij het vaststellen welke blokken beproeft gaan worden (en ook de specifieke proeflocaties) dient rekening te worden gehouden met tijdens de uitvoering vastgestelde bijzonderheden, zoals de bodemopbouw van de locaties, een opmerkelijk afgenomen weerstand, onvoorziene problemen en welk blok als eerste is uitgevoerd.

De monsters moeten worden genomen in het midden van de kolommen, zodat er geen overlapping is met andere kolommen. Op locaties met grote uitvoeringstoleranties dienen tussen de kolommen in monsters te worden genomen ter plaatse van de snijpunten van de randen, waar mogelijke grondinsluitingen worden verwacht.

Indien voor de treksterkte een waarde is aangehouden hoger dan 2% van de druksterkte, dan zijn naast de UCS-proeven ook trekproeven (Brazilian Tensile Strength conform NEN-EN 12390-6) vereist. Hiermee neemt dus ook het aantal monsters toe. Als een correlatie met de druksterkte is toegepast, dient dit te worden geverifieerd op basis van minimaal 12 trekproeven, uit te voeren op representatieve lagen.

Worden de veronderstelde sterktes en/of stijfheid niet gehaald, dan is het nodig om tijdens de uitvoering maatregelen te nemen om wel te voldoen aan de in het ontwerp gestelde eisen. Het ligt hierbij voor de

hand om rekenkundig aan te tonen dat de veiligheid alsnog wordt gehaald, of als dat niet zo is, het aantal soilmix-kolommen te vergroten.

19.11 Uitvoeringsaspecten tijdens realisatie constructie

19.11.1 Inleiding

Voor de uitvoering van langsconstructies wordt verwezen naar hoofdstuk 7. Aanvullende aanwijzingen specifiek voor soilmix worden behandeld in deze paragraaf.

Hoofdstuk 7 van deel 1 van het HSW behandelt uitvoeringsaspecten van het toepassen van soilmix-wanden in het algemeen. Enkele van deze aspecten zijn hier niet relevant, maar gelden uitsluitend voor gewapende soilmix-wanden. In dit hoofdstuk worden zaken behandeld specifiek voor toepassing in waterkeringen.

19.11.2 Uitvoeringsmethode

Op basis van de manier waarop het bindmiddel in de ondergrond wordt geïnjecteerd, namelijk met of zonder toevoeging van water, kunnen in principe twee installatiemethodes worden onderscheiden. De termen hiervoor zijn 'natte methode' en 'droge methode'.

Er zijn verschillende gangbare systemen op de markt voor het mixen van grond met de natte methode. Voor een uitgebreide technische beschrijving van de verschillende uitvoeringstechnieken wordt verwezen naar § 2.1 en § 7.1 van deel 1 van het HSW.

Zoals aangegeven in § 19.2, is in 2009 bij de eerste praktijkproef de droge methode toegepast. Hierbij zijn tijdens de uitvoering grote grondvervormingen in de omgeving opgetreden, met als hoofdoorzaak de hoge luchtdruk tijdens het mixen in combinatie met toepassing in een talud. In de kruin zijn enkele centimeters zakking opgetreden, en in het achterland heffingen tot enkele tientallen meters uit de blokken, waarbij moet worden gedacht aan enkele decimeters op 5 m afstand van het blok. De horizontale vervormingen liggen in dezelfde orde van grootte.

Bij de tweede pilot, in 2012, is de natte methode toegepast. De grondvervormingen in de omgeving waren daarbij beperkt. Tijdens de tweede pilot is de boormachine op een hulpconstructie op palen boven het talud gezet om hinder voor verkeer op de kruin te voorkomen en tevens extra belastingen vanuit het materieel op het dijklichaam te voorkomen. Later is het gewicht van de boormachine in de vorm van gevulde containers op de dijkkruin aangebracht om het effect hiervan mee te kunnen nemen. Bij deze tweede pilot met de natte methode zijn in de omgeving beperkte grondvervormingen opgetreden, in de orde van een centimeter.

Vanwege de vervormingen tijdens de uitvoering wordt de droge methode afgeraden, vooral in de buurt van vervormingsgevoelige objecten. Maar ook de natte methode bleek in praktijk een nadeel te hebben, namelijk dat zwaarder er materieel bij nodig is en dat onder een helling mixen niet mogelijk is, waardoor het bereik in het talud van de dijk zonder aanvullende maatregelen beperkt is (Deltares, 2011).

Bij de dijkversterking Vijg werden de CSM-panelen gemaakt in de buitenkruin van de dijk. De CSM-machine stond tijdens het mixen op de kruin van de dijk, vrij dicht naast de sleuf. Uit de monitoring in een dwarsdoorsnede is gebleken dat het uitvoeringsproces de optredende vervormingen in de dijk beïnvloedt. Bijvoorbeeld de frees te snel laten zakken of omhooghalen beïnvloedt de vervormingen in de

ondergrond (en daarmee mogelijk ook het gemixte materiaal). Zakt de frees te snel, dan kunnen de wielen de grond niet snel genoeg vermengen en perst de frees de grond voor zich uit en zijdelings weg. Wordt de frees daarentegen te snel omhoog gehaald, dan kan onder de frees een zeer lage steundruk ontstaan. Bij grondlagen met geringe sterkte kan deze lage steundruk ertoe leiden dat de grond extra richting het paneel vervormt.

19.11.3 Uitvoeringsaspecten

In hoofdstuk 7 van het HSW wordt ingegaan op de uitvoering.

Zoals in § 7.8 van het HSW aangegeven, dienen gedurende de uitvoering procesparameters te worden geregistreerd waarmee de aannemer achteraf een juiste uitvoering kan aantonen en gedurende de productie het proces kan worden bijgestuurd. Voor verdere informatie wordt verwezen naar § 7.8 van het HSW.

Samen met de uitvoerende partij dient te worden vastgelegd wat o.a. qua diepte, helling, afstand vanuit de kruin en fasering haalbaar is bij het realiseren van de soilmix-blokken.

Bij toepassing van kolommen dient conform § 7.2.2 van het HSW de overlap minimaal 60 mm te bedragen, rekening houdend met plaatsingstoleranties. Bij toepassing van panelen is dit 100 mm, conform § 7.2.3 van het HSW. Dit geldt echter voor soilmix-wanden en niet voor blokken. Om te zorgen dat binnen de blokken alle grond gemengd wordt, is er overall overlap vereist. Zonder rekening te houden met plaatsingstoleranties zouden kolommen in driehoeksverband kunnen worden aangebracht, met een maximale onderlinge afstand van $6/7$ van de diameter van de kolommen. Voor de toepassing van panelen wordt de eerder aangegeven maat van 100 mm overlap geadviseerd in de langsrichting en 5 cm in de breedterichting.

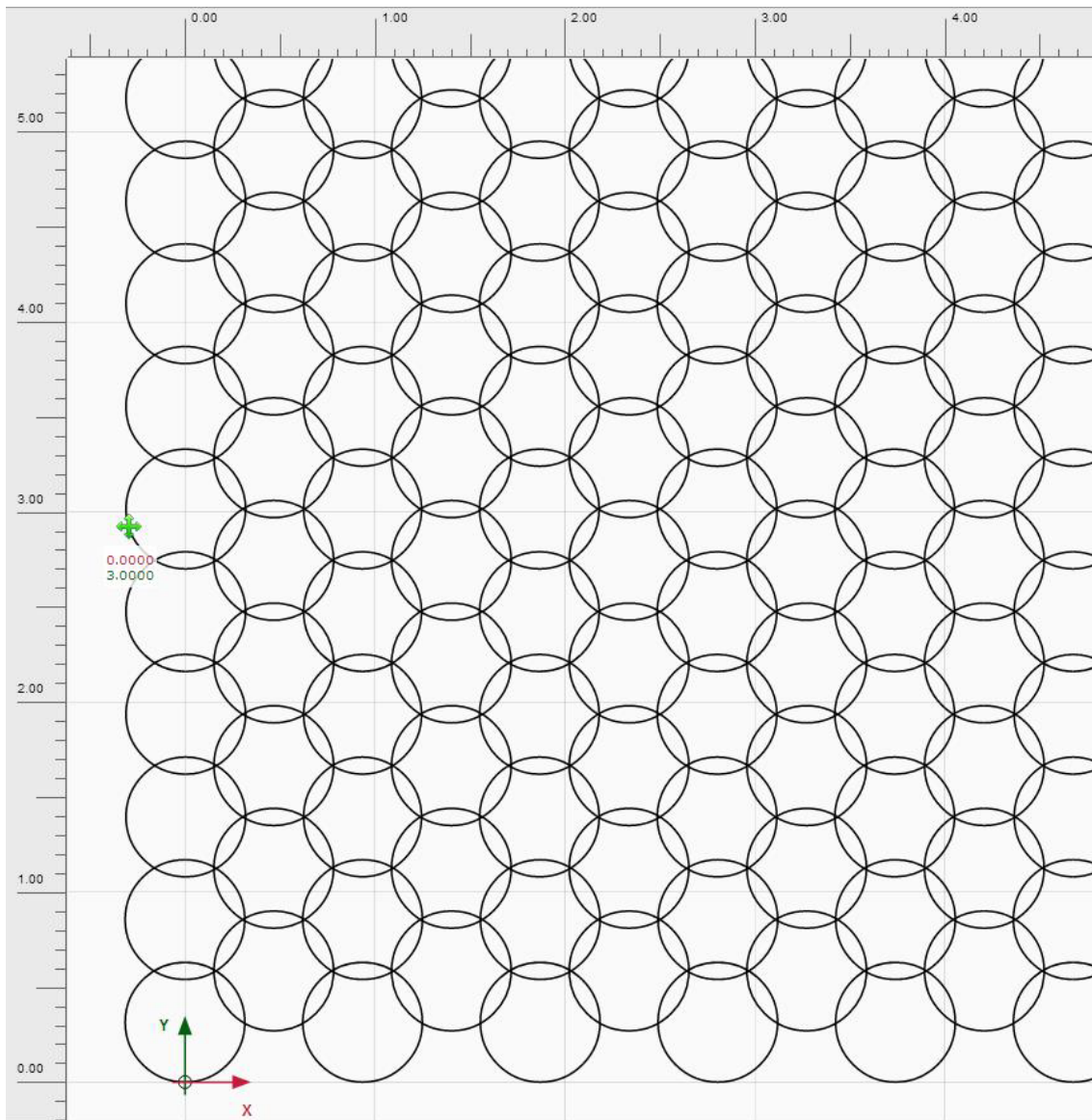
In § 8.2 van het HSW wordt ingegaan op plaatsingstoleranties. Bij toepassing van losse kolommen dient, uitgaande van een nauwkeurigheid van de horizontale positie ter hoogte van het werkplatform van 25 mm (toepassing geleidebalken) en een nauwkeurigheid van de helling van 0,5% (met extra maatregelen) met een hoogte van de kolommen van 15 m, rekening te worden gehouden met een tolerantie onderaan het blok van 100 mm in alle richtingen. De kolommen moeten dan in driehoeksverband met een onderlinge afstand van $6/7 \cdot (D - 2 \cdot 100 \text{ mm})$ worden uitgevoerd. Bij een kleine diameter betekent dit al snel een verdubbeling van het aantal benodigde kolommen, zie Figuur 19.6 zonder en Figuur 19.7 met uitvoeringstolerantie. Bovendien neemt het aantal en de grootte van de overlappings toe, waardoor de fasering lastig wordt gezien de benodigde uithardtijd van en benodigde wachtprioden tussen het aanbrenge van de kolommen.

Bij toepassing van kolommen is in § 7.2 van het HSW aangegeven dat de kolommen sprongsgewijs moeten worden uitgevoerd, waarbij in de eerste fase 3 kolommen worden overgeslagen. Na minimaal 6 uur wachttijd worden in de tweede fase de middelste kolommen aangebracht tussen de reeds uitgevoerde kolommen. Op zijn vroegst 8 uur hierna (afhankelijk van de omstandigheden) mogen de resterende kolommen worden aangebracht. Dit geldt echter voor wanden en niet voor blokken.

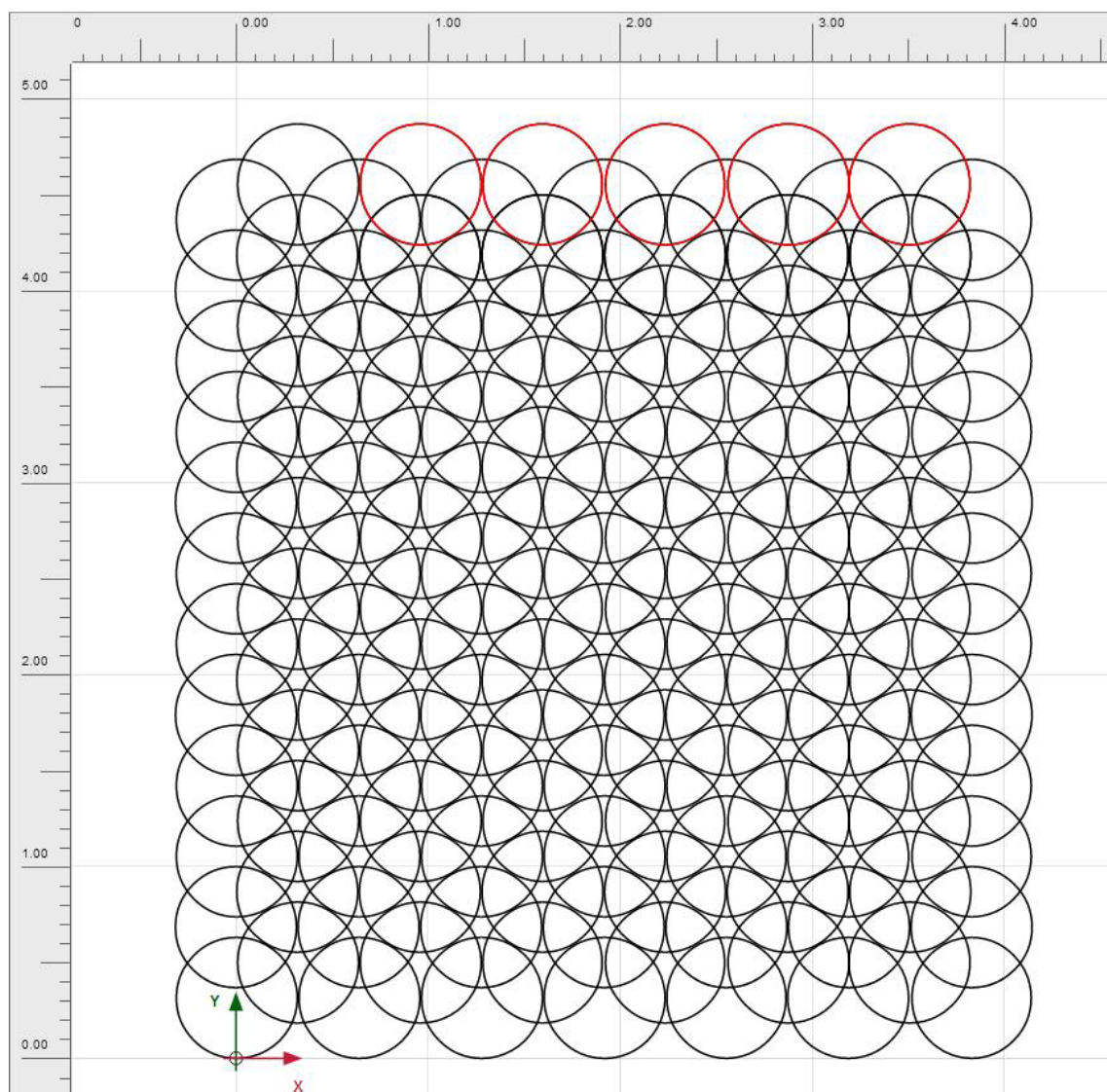
Bij toepassing in blokken mogen kolommen, zonder wachtprioden, minimaal 2,5 maal de diameter uit elkaar worden aangebracht. Indien kolommen op een afstand van minimaal $1/2 D$ uit elkaar worden aangebracht, dient minimaal 6 uur te zijn verstreken na het aanbrenge van de eerste kolom. Worden de kolommen dichter bij elkaar of overlappend aangebracht, dan dient hier minimaal 8 uur tussen te zitten.

Als exact tegenover elkaar staande kolommen aan weerskanten van een uitgevoerde kolom worden uitgevoerd, mag dit tegelijkertijd gebeuren, mits de uitgevoerde kolom minimaal 8 uur oud is en de totale overlap 30% van het oppervlak betreft. Overlappende kolommen dienen te worden uitgevoerd binnen 24 uur, om het materiaal in de al gemixte kolommen niet te beschadigen. In het HSW is niet aangegeven tot hoeveel tijd na het aanbrengen van een kolom nog overlappende kolommen kunnen worden aangebracht, maar met verhardingsremmende maatregelen dient gedacht te worden aan maximaal 7 dagen. Dit betekent dat de fasering bij kleinere diameters zeer krap wordt. Het advies is daarom om kolommen met een grote diameter toe te passen, of panelen. Daarbij wordt een maximale inspanning gevraagd ten aanzien van de uitvoeringsnauwkeurigheid. Bij ondiepe toepassing (maximaal 12 m) kan een uitvoering met een kettingfrees in beeld komen.

Hieronder is een diameter van 630 mm uitgewerkt zonder (Figuur 19.6) en met 200 mm uitvoeringstolerantie (Figuur 19.7), waarbij elke kolom door 6 andere kolommen wordt overlapt.



Figuur 19.4 Zonder uitvoeringstolerantie



Figuur 19.5 Met 200 mm uitvoeringstolerantie

19.11.4 Hinder voor de omgeving

Of de kruin tijdens de uitvoering (al dan niet over een weghelpt) beschikbaar blijft voor verkeer, is afhankelijk van het ontwerp (de situering van de soilmix-zone in de dwarsdoorsnede) en het ingezette materiaal. Dit dient te worden meegewogen in het ontwerp. Afhankelijk van de situatie kan voor de aanleg van een vlak werkterrein grondverzet ter plaatse van het talud nodig zijn. Of een tijdelijke stelling om de werkzaamheden ter plaatse van het talud uit te voeren.

Om in het bijzonder bij de natte mixmethode overlast van vrijkomende spoil over het talud en achterland te voorkomen zijn adequate beheersmaatregelen vereist. Zulke maatregelen zijn ook nodig om te voorkomen dat er grondkluiten vallen uit de gaten van de getrokken boorbuis.

Ook grondvervormingen die tijdens de uitvoering optreden kunnen hinder opleveren. § 19.11.8 gaat hier verder op in. Geadviseerd wordt om tijdens de uitvoering de vervormingen van bebouwing e.a. te monitoren en mitigerende maatregelen achter de hand te hebben voor als er ontoelaatbaar grote vervormingen optreden. Hiervoor moeten de voor de specifieke situatie geldende grenswaarden worden aangehouden.

19.11.5 Beïnvloeding macrostabiliteit tijdens de uitvoering

In § 7.2 van het HSW zijn de veiligheidseisen voor de bouwfase behandeld.

Het mixen van grond heeft invloed op de macrostabiliteit van de bestaande dijk. Dit komt door een tijdelijke verzwakking in de sterkte van het gemixte materiaal en door het ontstaan van wateroverspanningen in de grond rondom de kolommen. De wateroverspanningen in de grond zullen afnemen met de afstand tot het blok.

De uitvoering van soilmix-blokken kan met name invloed hebben op diepere afschuifvlakken. Ondiepere glijvlakken worden over het algemeen niet beïnvloed.

Een afschuifvlak met een diepte van enkele meters zal al snel een breedte hebben van enkele tientallen meters. De waterspanningen mogen voor de stabiliteitsberekening over deze breedte worden uitgemiddeld. Op basis van de pilots van 2009 en 2012 kan voor een conservatieve benadering worden aangehouden dat de freatische grondwaterstand 1 m omhoogkomt, evenals de waterspanning in de slecht doorlatende lagen. De stijghoogte in het diepere zandpakket wordt niet beïnvloed.

Bij de droge methode dient daarnaast nog rekening te worden gehouden met wateroverspanningen tijdens het mixen door de injectiedrukken (invloed hoge luchtdruk bij het mixen). Een veilige aanname hiervoor is 20 kN/m², ofwel extra verhoging van de freatische grondwaterstand met 2 m. Deze extra verhoging van de freatische grondwaterstand moet ook in rekening worden gebracht in de onderliggende slecht doorlatende lagen en in het diepere zand.

De stabiliserende werking van het bindmiddel treedt pas op na verharding. Voor die tijd is er een kortstondige afname van de sterkte van de grond ter plaatse van de aangebrachte kolommen. Tijdens het mengen gedraagt de kolom zich als een dikke vloeistof met een verwaarloosbare schuifsterkte. Voor de uitvoeringsstabiliteit is de tijdsvolgorde van de uitvoering van belang. Het aanbrengen van de eerste kolommen per locatie is maatgevend, omdat later rekening mag worden gehouden met een hogere sterkte van de eerder aangebrachte kolommen door verharding.

Indien de uitvoeringsstabiliteit kritisch kan worden, met name door het ontstaan van wateroverspanningen, dient de waterspanning in de relevante lagen te worden gemonitord. Daarbij moet rekening worden gehouden met het verloop van de waterspanningen. Met de afstand tot de soilmix-kolommen kan ook worden berekend welke waterspanningen toelaatbaar zijn. Tijdens de uitvoering kan door middel van monitoring, zie § 19.11.9, worden bepaald of de stabiliteit in het geding komt.

19.11.6 Effect temperatuur op waterspanningen

De temperatuur van grond direct nabij een soilmix-blok zal als gevolg van hydratatie-warmte in het soilmix-blok toenemen. Literatuur geeft aan dat waterspanningen met 1.3 tot 1.8% van de effectieve verticale korrelspanning kunnen toenemen voor elke graad Celsius toename. In het geval van de praktijkproef in 2009 is een maximale temperatuurstijging gemeten van 6,5 graden op circa 1,0 meter afstand vanaf het blok. Vanwege de beperkt aanwezige korrelspanningen, de minimale breedte van een glijvlak en de afname van de temperatuursverhoging met de afstand tot het blok, het feit dat de wateroverspanningen vanuit de uitvoering dan reeds weggedissipeerd zijn, en – met name – de verbeterde eigenschappen van de blokken door de verharding, zal deze temperatuurstijging niet maatgevend zijn voor de uitvoeringsstabiliteit en hoeft deze dus niet te worden beschouwd.

19.11.7 Scheurvorming tijdens de uitvoering

Als te lang gewacht wordt met het aanbrengen van nieuwe kolommen in reeds uitgeharde kolommen, kan dit invloed hebben op de kwaliteit van de uitgeharde kolommen en/of blijvende scheurvorming veroorzaken tussen de kolommen. Een maximale tijdsduur van enkele dagen lijkt haalbaar.

Kennisleemte

Er is nog onvoldoende onderzoek gedaan naar de hoeveel tijd die er mag zitten tussen het aanbrengen van overlappende kolommen zonder dat de kwaliteit van het al gemixte materiaal negatief wordt beïnvloed (scheurvorming) of dat het bestaande materiaal zo hard is dat dit de vorming bij het mixen van nieuwe kolommen belemmert. In het ontwerp dient hier aandacht aan te worden besteed, wat moet leiden tot een realistisch uitvoeringsplan. Achteraf dient de kwaliteit van het gehele blok te worden aangetoond.

19.11.8 Beïnvloeding van vervormingen in de directe omgeving

Indien tijdens de uitvoering grondvervormingen in de omgeving beperkt moeten blijven, is de droge mixmethode niet geschikt en moet de natte mixmethode worden toegepast. Er is nog weinig bekend over de invloed van de natte methode op de vervormingen.

19.11.9 Monitoring tijdens de uitvoering

Vanwege de hierboven beschreven uitvoeringsaspecten, dienen bij de uitvoering van soilmix-wanden in een dijk de volgende punten te worden gemonitord.

- vervorming van panden in de omgeving;
- vervorming van de dijk (stabiliteit);
- waterspanningen en evolutie in de tijd.

Voor deze monitoring wordt verwezen naar § 7.4. Voor de mitigerende maatregelen die moeten worden genomen als de grenswaarden dreigen te worden overschreden, zal het bij soilmix-kolommen vaak neerkomen op het aanhouden van een langere duur tussen het aanbrengen van de kolommen, het aanhouden van een andere volgorde of, in het ergste geval, het staken van de werkzaamheden.

19.12 Aspecten tijdens gebruiks- en instandhoudingsfase

Hoofdstuk 9 van deel 1 van het HSW beschrijft aspecten van de levensduurbeschouwing, beheer en onderhoud die spelen bij het toepassen van soilmix-wanden. Een aantal daarvan is hier niet relevant. In dit hoofdstuk worden zaken behandeld specifiek voor toepassing in waterkeringen.

Voor het beheer en onderhoud zijn er geen specifieke inspanningen benodigd. Omdat de constructie volledig ondergronds ligt, kan deze niet van buitenaf periodiek worden geïnspecteerd.

Uiteraard moeten (bouw)activiteiten die de constructie nadelig beïnvloeden worden voorkomen.

Monitoring van het gedrag van het dijklichaam, met name na hoogwater, en vergelijking met berekeningen maken het mogelijk om het gedrag bij maatgevende (en hogere) waterstanden beter te voorspellen.

Door extra 'test'-kolommen aan te brengen is het mogelijk om de sterkteontwikkeling (degradatie) in de tijd te bepalen.

20 Kennisleemtes

Op een aantal punten geeft de huidige versie van de PPL nog onvoldoende handvatten, zijn de gegeven aanwijzingen nog onvoldoende onderbouwd en/of zijn de aanwijzingen nog onvoldoende geoptimaliseerd. Het is dus wenselijk deze punten nader te onderzoeken voor volgende versies van de PPL.

Totdat dat gebeurd is, moeten de opdrachtgever en/of de opdrachtnemer binnen elk dijkversterkingsproject zelf keuzes maken bij de onderwerpen waarvoor de huidige PPL-versie nog onvoldoende handvatten biedt. Een goed vastgelegde en gevalideerde onderbouwing is daarbij vereist, waar mogelijk ondersteund door specifieke kwaliteitscontroles tijdens en na uitvoering. De opdrachtgever wordt geadviseerd om deze onderbouwing en kwaliteitscontroles te laten opstellen of valideren door deskundige partijen. Deze moeten door de opdrachtgever zelf worden aangewezen (zie ook Bijlage D).

Hierna volgt een (niet noodzakelijkerwijs complete) lijst van onderwerpen die aandacht moeten krijgen bij toekomstige PPL-versies en/of bij de invulling van specifieke projecten.

- Voor toepassing van de PPL op bestaande constructies is nog niet alle benodigde kennis beschikbaar:
 - Er ontbreken eenvoudige richtlijnen om te kunnen vaststellen wanneer bestaande constructies in primaire waterkeringen een stabiliteitverhogende functie hebben die noodzakelijk is voor de overeenkomstig de Waterwet vereiste veiligheid. Alleen bij deze noodzakelijkheid is vervolgens een verdere beoordeling volgens de PPL nodig.
 - Voor bestaande constructies waarvan een noodzakelijke bijdrage aan de waterkerende functie is vastgesteld, ontbreken in de PPL handvatten voor de gevallen waarin de bestaande constructie op voorhand al niet voldoet aan de eisen die de PPL stelt aan de toe te passen configuratie, bijvoorbeeld de eis voor een doorlopende gording.
 - Wanneer een beoordeling van bestaande constructies volgens de PPL niet voldoet aan de eis voor waterveiligheid, ontbreekt nog het benodigde inzicht in mogelijkheden voor opwaardering of (tijdelijke) beheersmaatregelen zoals lifecyclemonitoring, met behoud van de bestaande constructie.
- De PPL geeft nog geen aanwijzingen voor het op waterveiligheid ontwerpen van stabiliteitverhogende grondkerende gewichtsconstructies en van stabiliteitverhogende constructies op paalfunderingen.
- De PPL geeft nog geen aanwijzingen voor het op waterveiligheid ontwerpen van hybride combinaties van twee of meer typen stabiliteitverhogende constructies.
- De in de PPL en PPE beschreven analysemethoden gaan uit van een dwarsdoorsnede die in dijksrichting niet varieert. Daarmee kan dus niet worden bepaald wat de invloed is van bekende variaties in dijksrichting op de stabiliteit, vervorming en krachtswerking. Denk daarbij aan de overgang op de gronddijk aan de start en het einde van de langsconstructie, en aan de invloed van op- en afritten. Ook het gevolg van de openingen in discontinue constructies op spanningen in dijksrichting wordt niet meegenomen. Het rekening houden met deze variaties wordt vooral belangrijk wanneer meer vervorming wordt toegestaan dan volgens de basiseis. De in Bijlage C gegeven aanwijzingen voor overgangsconstructies zijn dan ook niet meer van toepassing.
- In § 5.8.2 van deze PPL wordt aangegeven dat bij discontinue damwanden minimaal twee dubbele profielen moeten worden toegepast, die in de fabriek moeten zijn geponst. Vanwege het effect van de discontinuïteit op de vormvastheid geldt daarbij een reductiefactor op het weerstandsmoment van 0,9. Indien bij drukkend inbrengen echter wordt overwogen om de eis van ponsen vanwege materieelbeperkingen toch te laten vervallen, neemt de vormvastheid verder af, waarbij nog onbekend is welke extra reductie op het weerstandsmoment dan in rekening zou moeten worden gebracht.
- De in PPL en PPE gegeven aanwijzingen voor het schematiseren van een restprofiel na optreden van niet-kritische instabiliteit zijn nog onvoldoende onderbouwd. Bovendien ontbreekt een methodiek

om (een bovengrens voor) de kans van optreden van de niet-kritische instabiliteit te bepalen, en om daarmee eventueel ook rekening te houden bij het bepalen van de toelaatbare faalkans na optreden van het restprofiel.

- De PPL adviseert in combinatie met de in deze PPL beschreven schematisering van het restprofiel, een beperking van het maximaal toelaatbaar overslagdebiet (§ 4.8.7). In praktijk bestaat er een behoefte om bij het optreden van een restprofiel meer overslagdebiet toe te laten. Welke schematisering en controles dan moeten worden toegepast is echter nog niet onderzocht.
- Voor wat betreft op buiging belaste stalen constructiedelen is het nog niet duidelijk onder welke voorwaarden in de toekomst wellicht toch gebruik mag worden gemaakt van de plastische capaciteit.
- Voor het ontwerpen en uitvoeren van soilmix-blokken ontbreekt nog noodzakelijke kennis over de volgende aspecten.
 - Het bepalen van de parameters van het soilmix-materiaal die nodig zijn binnen een eindige-elementenberekening bij toepassing van het Concrete-materiaalmodel in *PLAXIS*. Bij toepassing van dit constructietype zullen daarom op projectbasis keuzes moeten gemaakt die voldoende conservatief zijn, op basis van materiaalonderzoek en gevoeligheidsanalyses.
 - Het is nog onvoldoende duidelijk wat er in werkelijkheid gebeurt als er scheuren in een soilmix-blok ontstaan en hoe dit werkelijke gedrag zich verhoudt tot wat binnen de eindige-elementenberekening wordt voorspeld bij toepassing van het Concrete-materiaalmodel in *PLAXIS*. Deze vraag wordt extra relevant bij toepassing van verticale kolommen, omdat daarin eerder trek zal ontstaan.
 - Er is nog onvoldoende bekend over de invloed van de wachttijd tussen de realisatie van elk van de overlappende kolommen. Het is niet bekend of de kwaliteit van het al gemixte materiaal van overlappende kolommen negatief wordt beïnvloed (scheurvorming) of dat het bestaande materiaal zo hard is, dat dit de vorming bij het mixen van nieuwe kolommen belemmert. In toekomstige ontwerpen dient hier aandacht aan te worden besteed en uit te monden in een realistisch uitvoeringsplan. Achteraf moet de kwaliteit van het gehele blok worden aangetoond. Op basis van de ervaringen die hiermee zullen worden opgedaan, kunnen op termijn nadere eisen aan de realisatie van soilmix-kolommen worden opgesteld, en toegevoegd in de PPL.
 - Ook ontbreekt in deze PPL-versie nog kennis en aanwijzingen voor toepassing van soilmix in de vorm van panelen, eventueel voorzien van wapening (zoals al wel toegepast bij dijkversterking Vijg).
- Met betrekking tot de benodigde controle op de maximaal toelaatbare faalkans ontbreken nog kennis en/of geschikte methoden. Het gaat daarbij om de volgende deelonderwerpen.
 - De maximaal toelaatbare faalkans op macro-instabiliteit in een doorsnede van een dijk met een stabiliteitverhogende constructie wordt in deze PPL gelijkgesteld aan 1/3 van de waarde die volgens het WBI geldt voor de maximaal toelaatbare faalkans op macro-instabiliteit in de doorsnede van een gronddijk. Vanwege ontbrekende kennis wordt daarbij echter geen rekening gehouden met de aanzienlijke invloed van de aanwezigheid van een langsconstructie op de lengte-effect-factor.
 - De in de PPL aangenomen relatie tussen de partiële schadefactor en de faalkans op doorsnedeniveau is gelijk aan de relatie die binnen het WBI wordt toegepast voor dijken zonder constructies. Deze relatie is echter alleen gekalibreerd op basis van probabilistische glijvlakberekeningen. De toepasbaarheid voor de stabiliteit van dijken met verschillende constructietypen is nog niet onderzocht. Zie daarvoor ook het laatste punt over probabilistische eindige-elementenanalyses van constructief versterkte dijken.
 - Ook is nog niet onderzocht in hoeverre de in de PPL voorgeschreven belastingeffect-factoren en materiaalfactoren samen leiden tot een constructief ontwerp dat voldoet aan de faalkans die volgens de Waterwet maximaal toelaatbaar is, en welke optimalisatie daarin misschien nog mogelijk is. In de faalkansverdeling in CUR166 zijn de mechanismen 'falen ankers constructief' en 'falen ankers geotechnisch' onder dezelfde faaltak gezet (onder 'steunpunt bezwijkt'). De verdeling in de faalkans-

verdeling conform deze PPL wijkt daardoor af van de aanpak in CUR166. De eventuele invloed van deze verschillen op de partiële factoren die in CUR166 zijn vermeld, is verder niet onderzocht. Het verdient daarom ook aanbeveling te onderzoeken wat de invloed is van deze afwijkende indeling in de faalkansruimte op de partiële factoren die in CUR166 zijn vermeld en conform deze PPL worden toegepast.

- Naast de faaloorzaken die direct aan macrostabiliteit zijn gerelateerd (geotechnisch, constructief, grond-constructie-interactie) geldt ook voor erosie dat nog niet is onderzocht in hoeverre de in de PPL voorgeschreven belastingeffect-factoren, materiaalfactoren en verdere aanwijzingen in deze PPL, in het geval van erosie leiden tot een faalkans die kleiner is dan maximaal toelaatbaar volgens de Waterwet. Erosie kan onder andere worden ingeleid door (on)toelaatbaar grote vervormingen. Hierbij is de overgangsconstructie een belangrijk aandachtspunt, evenals de eventuele verschilvervorming die in lengterichting van de langsconstructie kan ontstaan.
- Ten opzichte van de toepassing van partiële factoren leidt toepassing van probabilistische analyses doorgaans tot optimalisatie van beoordeling en ontwerp. Uit eerste exercities (POVM, 2019b) blijkt dat verbetering nodig is van de standaard probabilistische methoden wanneer deze moeten gecombineerd met niet-lineaire eindige-elementenanalyses voor constructief versterkte dijken. Ook ontbreekt nog kennis over de eisen die aan de toepassing van verbeterde methoden moeten worden gesteld.
- Volgens CUR166 moet een aparte toetsing plaatsvinden van de kistdamvulling. Dit aspect is in de huidige PPL-versie buiten beschouwing gebleven.
- Een betrouwbare schuifsterkteschematisering van ondergrond en dijksmateriaal is essentieel voor de mechanische analyse van zowel gronddijken als constructief versterkte dijken. Voor de analyse van constructief versterkte dijken met EEM is bovendien een betrouwbare karakterisering nodig van het vervormingsgedrag en van de vervormingsafhankelijke sterkteontwikkeling. Bovendien is dan ook een betrouwbare karakterisering nodig van het gedrag op de grenslaag tussen grond en constructie.
 - Bij toepassing van een restprofiel is het onvoldoende duidelijk welke schuifsterkte moet worden aangenomen in de verstoorte zone.
 - In een POVM-rapport uit 2019 (POVM, 2019a) worden enkele relevante resterende kennisleemtes gespecificeerd die betrekking hebben op de bepaling van het verloop van de karakteristieke ongedraineerde schuifsterkte uit een verzameling van sonderingen en labproeven. Daaronder ook het karakteriseren van de ongedraineerde sterkte van niet altijd verzadigde grond.
 - Het is onduidelijk in hoeverre de theoretische winst in schuifsterkte door veroudering tijdens de levensduur zou mogen worden meegenomen en op welke wijze dat zou moeten gebeuren.
 - Met betrekking tot de eindige-elementenanalyse concentreren de kennisleemtes zich verder op een consistente bepaling van karakteristieke waarden van modelparameters voor zowel gedraineerd als ongedraineerd gedrag en op de voorspellende kwaliteit voor zowel kruipvervormingen als voor vervormingen door hoogwaterbelasting.

Zie tenslotte ook de onderwerpen voor verder onderzoek die zijn genoemd in Bijlage J van de PPE.



Referenties

- American Petroleum Institute. (2002). *API, Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms*.
- Berendsen, H. (2004). *De vorming van het land*.
- Brinch Hansen, T. D. (1961). *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, Bulletin No. 12*.
- Broms, B. (1964). *Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 90(SM2): pp. 27-63*.
- CEB FIP. (2013). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*.
- Chen L.T., P. H. (sept. 1997). *Piles Subjected To Lateral Soil Movements, Jourdan of Geotechnical and Environmental Engineering, pp. 802-811*.
- Combinatie dijkverbetering HOP. (2016). *Ontwerpnota DO Dijkdeuvels, Dijkverbetering Hagestein - Opheusden*.
- Concretio. (2017). *Damwanden met openingen: constructieve aspecten, memo 20171128, werk 16-147*.
- CUR. (2003). *CUR-rapport 2001-4 - Ontwerpregels voor trekpalen (richtlijn) 2e druk*.
- CUR. (2010a). *CUR Rapport 228 - Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen*.
- CUR. (2010b). *CUR/COB rapport C231 - Handboek diepwanden - Ontwerp en uitvoering*. Retrieved from <http://bit.ly/diepwanden>.
- CUR. (2010c). *Publicatie 223 - Richtlijn Meten en monitoren van bouwputten*. Retrieved from https://www.cob.nl/wp-content/uploads/2018/01/CUR223_Meten-monitoren-bouwputten_20100903.pdf.
- CUR. (2012a). *Errata CUR/COB rapport C231 - Handboek Diepwanden*. Retrieved from <http://bit.ly/err-diepwanden>.
- CUR. (2012b). *Publicatie 166 - Damwandconstructies, 6e druk, ISBN nr 9037600638 + 9037600735*.
- CUR. (2018). *CUR Aanbeveling 067 - Rekenregels voor Diepwanden*.
- CURnet SBR. (2016). *Handboek soilmix-wanden; ontwerp en uitvoering*.
- CURnet SBR. (2013). *CUR211E Quay Walls second edition*.
- CURnet SBR. (2017). *Handboek Hei- en trilbaarheid palen en damwanden*.
- Deltares. (2006). *Evaluatie Damwandenproef Schuwacht Lekkerkerk CO398205-0006 v01*.
- Deltares. (2011). *Praktijkervaringen INSIDE, MIP en Dijkdeuvels, rapport nr. 1204317-003*.
- Deltares. (2013a). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), rapport nr. 1205887-000-GEO-0016*.
- Deltares. (2013b). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), Achtergronden, concept rapport nr. 1205887-000-GEO-0012, versie 5*.
- Deltares. (2013c). *Technisch Rapport Macrostabieliteit, concept versie 2, rapportnr. 1204203-007-GEO-0003*. Retrieved from <http://resolver.tudelft.nl/uuid:e2653e5d-f068-46e7-b2c7-b9e14a003782>.
- Deltares. (2015). *WTI 2017 Toetsregels Kunstwerken Toets op Maat voor stalen damwandschermen als stabiliteitverhogende langsconstructie*.
- Deltares. (2016a). *Basisrapport WBI 2017, Versie 1.1, kenmerk 1230086-002-GEO-0003*.
- Deltares. (2016b). *Metingen grondwatersysteem Perkpolder en werking kwelvoorziening -rapportage meetjaren 2014 en 2015. Rapport 1210613-000*. Delft: Deltares, Rapport 1210613-000, 25 januari 2016, definitief, 45 bladzijden.
- Deltares. (2016c). *Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen, rapport nr. 1230090-019-GEO-0002, versie 3*.
- Deltares. (2016d). *Protocol sonderen voor Su bepaling, rapport nr. 1220083-010-GEO-0006*.
- Deltares. (2017). *Gebruikershandleiding BM-Macrostabieliteit: stand-alone tool voor Macrostabieliteit binnenwaarts, versie 1.2*.

- Deltares. (2018). *CIP Project Dijkverbeteringsinnovaties Langsconstructies, Innovatieve damwanden en hybrideconstructies 11200543-004 -GEO-0005*.
- DIN. (2013). *DIN 4126:2013-09: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*.
- Elsevier. (2005). *Engineering Structures 27 (2005) 1575-1585, Giovanni Fabbrocino, Gerardo M. Verderame, Gaetano Manfredi, Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete building*].
- ENW. (2007). *Addendum Technisch Rapport Waterkerende grondconstructies*.
- ENW. (2012). *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*.
- ENW. (2017). *Grondslagen voor hoogwaterbescherming, tweede herziene druk*.
- Fugro. (2016). *Analyse grondwaterstanden Lekdijk Lekkerkerk, eindoplevering opdracht nummer 1204-0088-007*.
- GeoDelft. (2004). *Dijkversterking Nederlek, Geohydrologische beïnvloeding damwanden, kenmerk 398203-85 v2, definitief*.
- Land+Water. (2008). *Burg, van der et al, Praktijkproef fluïderen bij drukken damwand*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016a). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage I: Procedure beoordeling veiligheid primaire waterkeringen*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016b). *Schematiseringshandleiding Macrostabieleit, WBI 2017, versie 2.1*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017a). *Schematiseringshandleiding piping bij kunstwerk - WBI 2017, versie 1.0*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017b). *Schematiseringshandleiding piping - WBI 2017, versie 2.2*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017c). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III: Sterkte en veiligheid*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017d). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, versie OI2014v4*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017e). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II: Normen voor dijktrajecten*.
- NEN. (2015). *NEN-EN 1991-2:2003+C1:2015+NB:2011*.
- NEN. (1999). *NEN-EN 12063: Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Damwanden*.
- NEN. (2006a). *NEN-EN 10248-1:2006: Warmgewalste damwandprofielen van ongelegeerde staalsoorten - Deel 1: Technische leveringsvoorwaarden*.
- NEN. (2006b). *NEN-EN 10248-2:2006: Warmgewalste damwandprofielen van ongelegeerde staalsoorten - Deel 2: Toleranties op vorm en afmetingen*.
- NEN. (2009). *NEN-EN 12390-6:2009: Beproeving van verhard beton - Deel 6: Splijttreksterkte van proefstukken*.
- NEN. (2011). *NEN-EN 1990+A1+A1/C2: Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp*.
- NEN. (2012a). *NEN 8700: Beoordelen van bestaande bouwconstructies*.
- NEN. (2012b). *NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012: Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden*.
- NEN. (2013). *NEN-EN 1537 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Grondankers*.
- NEN. (2015a). *NEN-EN 12699:2015: Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Verdringingspalen*.
- NEN. (2015b). *NEN-EN 1536:2010+A1:2015: Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Boorpalen*.
- NEN. (2015c). *NEN-EN 1538:2010+A1:2015: Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Diepwanden*.
- NEN. (2016). *NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2016 nl Nationale bijlage bij NEN-EN 1992-1-1+C2 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*.
- NEN. (2017a). *NEN 9997-1+C2:2017: Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels*.
- NEN. (2017b). *NEN-EN 12390-3:2017 Ontw.: Beproeving van verhard beton - Deel 3: Druksterkte van proefstukken*.

- NEN. (2018). *NEN-EN 13791:2018 2e Ontw.: Beoordeling van de druksterkte van beton in constructies en vooraf vervaardigde betonelementen.*
- POVM. (2016). *Eisen tijdens de uitvoering dijkversterkings Projecten Ten behoeve van opstellen basisspecificaties uitvoeringscontracten.*
- POVM. (2018a). *POVM - Rekentechnieken - Consequentieanalyse, versie 3.*
- POVM. (2018b). *POV Publicatie - Drainagetechnieken.*
- POVM. (2018c). *Publicatie Grondverbeteringen.*
- POVM. (2018d). *Rekenblokje schematiseringsfactor v0.40 versie 15062018.xlsm.* Retrieved from ftp://povm:bwhu643@ftp.deltares.nl/Rekencluster/Tools/Rekenblokje Schematiseringsfactor v0.40.xlsm.
- POVM. (2018e). *Basisrapport Eindige-elementenmethode (onderdeel 6.2 6A) versie 1.0.*
- POVM. (2018f). *POVM - Rekentechnieken - Consequentieanalyse.*
- POVM. (2019a). *POVM Actuele Sterkte - Activiteit 9 - Voorbeeld Schuifsterkteschematisering.*
- POVM. (2019b). *POVM Actuele Sterkte - Activiteit 9 - Verkennende Faalkansanalyse Stabiliteitswand.*
- POVM. (2019c). *POVM Publicatie - Stabiliteitverhogende Langsconstructies.*
- POVM. (2019d). *POVM Publicatie - Dijkvernagelingstechnieken.*
- POVM. (2019e). *POVM Publicatie - EEM-toepassing binnen het ontwerp, versie 1.1.*
- Randolph, C. M. (2006). *Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil, Géotechnique 56, No. 2, pp. 141-145.*
- Randolph, M. a. (1984). *The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, Géotechnique 34, No.4, pp. 613-623.*
- Reese, L. V. (2006). *Singel Piles and Pile Groups under lateral loading, Balkema Rotterdam ISBN 90 5809 348 4.*
- Rijkswaterstaat. (2015). *Rapportage afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden. Rapport nr. 2015-44407_1.*
- Rijkswaterstaat. (2016). *Protocol prepareren en slaan van testplank tbv nieuwe methode corrosietoeslag.*
- Rijkswaterstaat. (2018). *Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken – Ontwerpverificaties voor de hoogwatersituatie, Groene versie (versie nummer D2).*
- SBR. (2006b). *Hinder voor personen, Deel B uit de Meet- en beoordelingsrichtlijn: Trillingen.*
- SBRCURnet. (2013). *CUR211E Quay Walls second edition.*
- SBRCURnet. (2017). *SBR Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken.*
- STOWA. (2001). *Handleiding voor beplanting op en nabij primaire waterkeringen.*
- TAW. (1994). *Handleiding constructief ontwerpen: Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van de dijkversterking, inclusief bijlagen.*
- TAW. (1999). *Leidraad Zee- en Meerdijken.*
- TAW. (2001). *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies - Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkades. Rapport TR-19. Den Haag.*
- TAW. (2003). *Leidraad Kunstwerken.*
- TAW. (2004). *Technisch rapport Waterspanningen in Dijken.*
- TAW. (2007). *Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied.*
- TU Dresden. (2008). *Eis im Wasserbau - Theorie, Erscheinungen, Bemessungsgrossen*

Begrippenlijst

Begrip	Omschrijving
ankerlichaam	Het (grout)lichaam van de verankering dat de uittrekweerstand dient te mobiliseren.
autonome bodemdaling	Doorgaande maaiveld daling ten opzichte van een referentiepeil als gevolg van het inklinken van slappe lagen door oxidatie en/of verdichting.
barettewand	Een wand opgebouwd uit diepwandpanelen, die niet met een voegconstructie met elkaar verbonden zijn maar los van elkaar staan.
belastingen	Op een constructie of waterkering uitgeoefende krachten. Macro-instabiliteit kan worden veroorzaakt door een combinatie van een hydraulische 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 bereiken waarbij ductiel bezwijken optreedt.
betrouwbaarheidseis	Zie 'doelbetrouwbaarheid'.
betrouwbaarheidsindex (β)	Waarde die de mate van 'betrouwbaarheid' van een waterkering weergeeft. Een hoge waarde van de betrouwbaarheidsindex correspondeert met een kleine faalkans.
bezwijken	Het optreden van verlies van inwendig evenwicht (bijvoorbeeld afschuiven) 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.
combiwand	Een verticaal in de grond geplaatste wand gevormd door buispalen met een aangelast slot, waartussen een twee- of drietal damwandprofielen worden aangebracht.
continue wand	Zie 'doorgaande wand'.
critical state	De schuifspanningstoestand waarbij de uiteindelijke sterkte is bereikt en waarbij doorgaande schuifrek plaatsvindt bij gelijkblijvend volume.
damwand	Een verticaal in de grond geplaatste wand gevormd door damwandprofielen.
decimeringshoogte	Absoluut verschil in hoogte tussen een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie en een waterstand met een overschrijdingsfrequentie die een factor 10 hoger of lager is.
discontinue wand	Wand waarvan de constructieve wandelementen niet aaneengesloten in het verlengde van elkaar worden aangebracht, maar wel onderling met elkaar zijn verbonden door middel van een doorlopende gording.
D-Geo Stability	Software voor glijvlakberekeningen.
diepwand	Een verticaal in de grond geplaatste doorgaande wand, bestaande uit betonnen gewapende panelen, die tegen elkaar zijn gestort.

Begrip

dijkdeuvels

dijktraject

dijkvak

doelbetrouwbaarheid

doorgaande wand

eindige-elementenmethode

faalkans

faalkans per dijkddoorsnede en
faalmechanisme

faalkans per dijktraject

faalkansbegroting

faalkansberekening

faalkanseis per dijkddoorsnede
en faalmechanisme

faalkanseis per dijktraject

faalkansruimtefactor

faalmechanisme

falen

freatisch vlak

glijvlakmodel

grensspanning

grenstoestand

Omschrijving

In de grond gevormde groutankerpalen (groutkolommen met stalen kern).

Gedeelte van een primaire waterkering dat afzonderlijk genormeerd is. Een dijktraject kan bestaan uit duinen, dijken en/of dammen en eventuele kunstwerken.

Een deel van een waterkering met uniforme eigenschappen en belasting.

De minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex bij een bepaalde faalkanseis.

Een doorgaande langsconstructie waarin de onderlinge elementen aansluitend zijn geplaatst en met elkaar zijn verbonden.

Numerieke methode voor het bij gegeven belastingen berekenen van spanningen, vervormingen en waterspanningen in grond en/of constructies, door middel van discretisatie in ruimte en tijd.

Kans op overschrijden van een grenstoestand.

De kans op het optreden van een faalmechanisme als macrostabiliteit in een dijkddoorsnede.

De overstromingskans voor een traject.

Verdeling van de maximaal toelaatbare faalkans per dijktraject over de faalmechanismen. Wordt toegepast in de gedetailleerde toets per dijkvak, waarbij een faalkansbegroting wordt voorgeschreven. In de gedetailleerde toets per traject wordt de faalkansbegroting vrijgelaten. Zie 'probabilistische analyse'.

Doorvertaling via lengte-effectfactor van de faalkanseis per traject naar de maximaal toelaatbare kans op het optreden van een faalmechanisme als macrostabiliteit in een doorsnede. Daarbij wordt gebruikgemaakt van een faalkansbegroting.

De maximaal toelaatbare faalkans voor een traject. Voor primaire kerin- gen is deze faalkanseis vastgelegd in een wettelijke norm.

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.

De opeenvolging van gebeurtenissen die leidt tot 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.

De vrije grondwaterspiegel, waar de waterdruk gelijk is aan nul.

Rekenmodel waarmee de weerstand van een grondmoot tegen afschui- ven langs een schuifvlak wordt berekend.

De effectieve verticale spanning die in samendrukkingsproeven de over- gang markeert van elastische herbelasting naar maagdelijke belasting met blijvende plastische vervorming.

Toestand waarin de sterkte van een waterkering of een onderdeel daar- van nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen.

Begrip	Omschrijving
groene dijk	Een dijk die zijn sterkte uitsluitend aan grond ontleent, zonder toepassing van constructieve elementen.
gemiddelde hoogwater (GHW)	De gemiddelde hoogte van hoogwater op een locatie over een periode van 19 jaar (in een getijdegebied).
heave	Situatie waarbij verticale korrelspanningen in een zandlaag wegvallen onder invloed van een verticale grondwaterstroming; ook fluidisatie of de vorming van drijfzand genoemd.
hybride oplossing	Combinatie van (ten minste) twee verschillende bijzondere maatregelen bij een dijkversterking.
indringingslaag/ indringingszone karakteristieke waarde	De verticale of horizontale afstand waarover in slappe lagen het effect van een hoogwatergolf op de waterspanning in rekening wordt gebracht. Waarde van een stochastische variabele met een voorgeschreven onder- of overschrijdingskans. De karakteristieke sterkte van grond is bijvoorbeeld de sterkte met 5% onderschrijdingskans.
kistdam	Een door twee wanden opgesloten grondmassief, dat horizontale en verticale belastingen naar de ondergrond moet overbrengen.
korte damwand	Een onverankerde damwand met de bovenkant een aantal meters beneden maaiveld.
korte palenwand	Een onverankerde palenwand met de bovenkant een aantal meters beneden maaiveld.
langsconstructie	Een (stabiliteitverhogende) langsconstructie bestaat uit constructieve elementen in de langsrichting van een waterkering, die de weerstand tegen macro-instabiliteit vergroten.
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 aan de verhouding tussen de faalkans van een 'uniform' dijktraject en de faalkans van een dwarsdoorsnede uit dat traject.
macro-instabiliteit	Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones.
macrostabieleit	Weerstand tegen het optreden van een glijvlak in het talud en de ondergrond.
materiaalfactor (γ_m)	Partiële factor die op karakteristieke waarden van materiaalsterkte wordt toegepast om onzekerheden bij een referentiewaarde van de doelbetrouwbaarheid te verdisconteren.
mixed-in-place (MIP) modelfactor (γ_d) norm (ondergrenswaarde) opbarsten	Zie 'soilmix'. Partiële factor die onzekerheden in berekeningsmethodes verdisconteert. Wettelijk vastgestelde eis aan de overstromingskans van een dijktraject. Scheuren (bezwijken) van de binnendijs gelegen afdekkende laag die is opgedreven als gevolg van een te grote wateroverspanning in de daaronder gelegen watervoerende laag. Algemeen: bezwijken van de grond door het ontbreken van verticaal evenwicht in de grond, onder invloed van wateroverdrukken.

Begrip

opdrijven

overconsolidatiegraad

overstromingskans

palenwand

partiële veiligheidsfactor

PLAXIS

probabilistische analyse

Pre-Overburden Pressure (*POP*) De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grenspanning $\sigma'_{v,y}$ minus de effectieve verticale spanning σ'_v .

referentiehoogte

representatieve waarde

rekenwaarde

restprofiel

schadefactor (γ_n)

schematiseringsfactor

semi-probabilistische analyse

Omschrijving

Vorm van hydraulische grondbreuk waarbij een cohesieve afdekkende laag wordt opgelicht ten gevolge van wateroverspanning in de onderliggende watervoerende laag. Opdrukken van het afdekkende pakket door het bereiken van het grenspotentiaal.

De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grenspanning $\sigma'_{v,y}$ gedeeld door de effectieve verticale spanning σ'_v .

De kans dat een gebied overstroomt doordat een dijktraject zijn kerende functie verliest.

Een wand bestaande uit losstaande boorpalen, waarbij tussen de afzonderlijke palen bewust nog grond zit.

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.

De eindige-elementensoftware die veelal wordt gebruikt voor geotechnische analyse van langsconstructies.

Analyse waarin de faalkans van een waterkering wordt bepaald, rekening houdend met alle relevante onzekerheden (natuurlijke variabiliteit en kennisonzekerheden).

De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grenspanning $\sigma'_{v,y}$ minus de effectieve verticale spanning σ'_v .

De referentiehoogte ofwel het peil waaraan hoogtemetingen worden gerelateerd. Het Normaal Amsterdams Peil (meestal afgekort tot NAP) is de referentiehoogte in Nederland.

De waarde die door toepassing van een partiële factor tot een rekenwaarde leidt. Doorgaans gelijk aan de ongunstig gekozen karakteristieke waarde.

De rekenwaarde is de representatieve waarde gedeeld door (sterkte) – of vermenigvuldigd met (belasting) – een partiële veiligheidsfactor.

Het in rekening te brengen profiel wanneer in de berekening bij het toepassen van een langsconstructie een niet-kritische taludinstabiliteit optreedt.

De minimaal benodigde stabiliteitsfactor in een semi-probabilistische glijvlakberekening die op conservatieve wijze correspondeert met de maximaal toelaatbare faalkans. De relatie tussen schadefactor en faalkans wordt bepaald door kalibratie op resultaten van semi-probabilistische en probabilistische berekeningen, voor meerdere representatieve gevallen.

Een partiële factor die op basis van een scenarioanalyse afdekt dat binnen het geschematiseerde dijkvak nog een meer ongunstige situatie kan voorkomen voor de deterministisch aangenomen geometrie, laagliggingen, stijghoogteverlopen en dergelijke.

Een deterministische analyse waarin conservatieve rekenwaarden voor sterkte en belasting worden toegepast door karakteristieke waarden te combineren met partiële veiligheidsfactoren.

Begrip	Omschrijving
losstaande elementen	Losstaande buigstijve constructieve elementen waartussen zich grond bevindt.
snedekrachten en -momenten	Krachten en momenten in de constructieve onderdelen die samen het spanningsverloop in de doorsnede bepalen.
snijden	Het lokaal bezwijken van grond rond (of tussen) de constructieve elementen.
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 uitgedrukt voor het mechanisme macrostabieleit.
stabiliteitswand	Een doorgaande langsconstructie die tot doel heeft de weerstand tegen afschuiven te vergroten.
stochastische variabele	Een onzekere grootte die wordt gekarakteriseerd door een kansverdelingsfunctie.
Uiterste Grenstoestand (UGT)	Voor een waterkering is dit de overgang naar door hoogwater veroorzaakte instabiliteit, overslag of erosie, als inleidende mechanismen voor overstroming.
uittrekweerstand	De trekweerstand die een ankerlichaam (meestal van grout) kan leveren.
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.
verankering	De constructie waarmee een langsconstructie aan de bovenzijde wordt vastgezet door verbinding met een dieper gelegen ankerlichaam.
vervangende waterkering	Een wand die pas in werking treedt bij bezwijken van onderdelen van de dijk.
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.
zelfstandige waterkering	Een wand die zelfstandig de waterkerende rol op zich neemt. Dit betreft zowel de hoogtefunctie als de stabiliteitsfunctie.
zetting	Verticale verplaatsing als gevolg van volumeverkleining van samendrukbare lagen in de ondergrond, hoofdzakelijk ten gevolge van een bovenbelasting, 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 Infrastructuur en Milieu, 2016a).

Symbolen

Symbol	Uitleg
ΣM_{SF}	Multiplier Stability Factor. De factor waarmee de grondsterkte in <i>PLAXIS</i> integraal kan worden verlaagd voordat instabiliteit optreedt
α	Invloedsfactor die de belasting van de grond op het anker bepaald op basis van een ongedraineerde schuifsterkte van de grond
β	Betrouwbaarheidsindex
$\gamma_{...}$	Partiële factor
γ_b	Schematiseringsfactor
γ_d	Modelfactor
γ_m	Materiaalfactor
$\gamma_{n;LC}$	Schadefactor voor de dijk met stabiliteitverhogende langsconstructie
γ_{add}	Belastingeffectfactor
γ_{zb}	Modelfactor op de berekende ankerkrachttoename ΔF_{zb}
$\sigma_{s;dw;d}$	Rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van de damwanddoorsnede [kN/m ²]
$\sigma_{s;A;d}$	Rekenwaarde spanning in de ankerstaaf [kN/m ²]
ω_{macro}	Faalkansruimtefactor voor binnenwaartse macrostabiliteit
$\Phi(u)$	Overschrijdingskans voor een normaal verdeelde variabele u
ξ_{ULS}	Correlatiefactor uittrekweerstand ankerlichaam
$A_{corr;a}$	Oppervlakte ankerdoorsnede na corrosie [m ²]
$A_{corr;dw}$	Oppervlakte damwanddoorsnede na corrosie [m ²]
$A_{v;corr}$	Afschuifoppervlakte lijf damwand na corrosie [m ³ /m']
D_A	Diameter ankerstaaf [m]
f_{open}	Factor m.b.t. het openingspercentage stabiliteitsscherm [-]
$f_{y;dw;d}$	Rekenwaarde vloeispanning damwandstaal [kN/m ²]
$f_{y;A;d}$	Rekenwaarde vloeispanning ankerstaal [kN/m ²]
$F_{r;A;gr;d}$	Rekenwaarde houdkracht groutlichaam [kN]
$F_{A;st;d}$	Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de staaf [kN]
$F_{A;gr;d}$	Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van het groutlichaam [kN]
$F_{A;gording;d}$	Rekenwaarde van de ankerkracht voor het ontwerp van de gording [kN]
$F_{A,max;EEM}$	Maatgevende ankerkracht uit de EEM-analyse t.b.v. constructieve controle [kN]
$F_{r;A;gr;d}$	Rekenwaarde houdkracht groutlichaam [kN]
ΔF_{zb}	Toename van de ankerkracht als gevolg van zakkende grond [kN]
$M_{s;d}$	Rekenwaarde van het moment in de wand [kNm/m']
$M_{s,max;EEM}$	Maximum moment in wand uit de EEM-analyse t.b.v. constructieve controle [kNm/m']
$N_{s;d}$	Rekenwaarde normaalkracht in de wand [kN/m']
$N_{s,max;EEM}$	Maximale normaalkracht in de wand uit de EEM-analyse t.b.v. constructieve controle [kN/m']
q_z	Karakteristieke waarde van de belasting op de ankerstaaf [kN/m]
$Q_{s;d}$	Rekenwaarde dwarskracht damwand [kN/m']
$Q_{r;d}$	Rekenwaarde dwarskrachtcapaciteit damwand [kN/m']
$Q_{s,max;EEM}$	Maximale dwarskracht in de wand die volgt uit de EEM-analyse t.b.v. constructieve controle [kN/m']
$R_{A;k}$	Karakteristieke waarde uittrekweerstand groutlichaam [kN]

Symbol	Uitleg
$R_{A;d}$	Rekenwaarde uittrekweerstand ankerlichaam [kN]
$R_{a;m}$	Gemeten weerstand anker door middel van proefbelastingen [kN]
W_{open}	Gecorrigeerde weerstandsmoment voor de discontinue wand na corrosie [m ³]

Afkortingenlijst

Afkorting	Uitleg
B-EEM	Basisrapport Eindige-elementenmethode (POVM, 2018e).
CCP	Conventionele Column Penetration (kolompenetratie)
CSM	Cutter Soil Mix, natte methode
GEO	Geotechnisch (gebruikt in relatie tot faalmechanismen)
D&C	Design & Construct
DO	Definitief Ontwerp
EEM	Eindige-elementenmethode
ENW	Expertise Netwerk Waterveiligheid
HSW	Handboek Soilmix Wanden
KPR	Kennisplatform Risicobenadering
MHW	Maatgevend Hoogwater. Tegenwoordig aangeduid met WBN, waterstand bij norm)
MIP	Mixed-in-Place
OI2014v4	Ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017d)
ON	Opdrachtnemer
OG	Opdrachtgever
OSPW	Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen in Primaire Waterkeringen (Deltares, 2013a)
POP	Pre-Overburden Pressure (grensspanning minus effectieve verticale spanning)
POVM	Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit
PPE	POVM-publicatie Eindige-elementenmethode (POVM, 2019e)
PPL	POVM-publicatie Langsconstructies (POVM, 2019c)
PPV	POVM-publicatie Vernagelingstechnieken (POVM, 2019d)
RWS	Rijkswaterstaat
S.F.	Stabiliteitsfactor
SHANSEP	Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
SHM	Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b)
SSI	Soil Structure Interaction (gebruikt in relatie tot faalmechanismen)
STBI	Stabiliteit binnenwaarts
STBU	Stabiliteit buitenwaarts
STR	Structural (gebruikt in relatie tot faalmechanismen)
TAW	Technische Adviescommissie Waterkeringen
TRGS	Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (ENW, 2012)
TRWD	Technisch Rapport Waterspanning bij dijken (TAW, 2004)
TROB	Technisch Rapport Ontwerpbelasting voor het Rivierengebied (TAW, 2007)
UCS	Unconfined Compressive Strength (ongesteunde drukproef)
UGT	Uiterste Grenstoestand
UO	Uitvoeringsontwerp
VO	Voorontwerp
WBI	Wettelijk BeoordelingsInstrumentarium
WBN	Waterstand bij Norm, met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de wettelijke norm (voorheen genoemd: MHW, maatgevend hoogwater)
WTI	Wettelijk Toetsinstrumentarium (voorloper van het WBI)



A Partiële factoren langsconstructies

A.1 Inleiding

A.1.1 Algemeen

Hoofdstuk 4 van deze PPL schetst een uniforme veiligheidsfilosofie voor stabiliteitverhogende langsconstructies. Daarin wordt toepassing voorzien van standaard belastingeffect-factoren. Deze factoren werken op krachten en momenten. Ze moeten ervoor zorgen dat de vereiste doelbetrouwbaarheid voor constructieve integriteit ook wordt behaald wanneer partiële factoren op grondsterkte worden toegepast die voor stabiliteitscontrole zijn afgeleid. Ook moeten ze regelen dat een faalvolgorde ontstaat die zorgt voor ductiel bezwijken.

In § A.2 wordt eerst ingegaan op de achtergronden van de belastingeffect-factoren voor de verankerde damwand in de CUR166 en op de toepasbaarheid van deze factoren voor de verschillende typen langsconstructies die worden behandeld in deze publicatie. In § A.3 wordt vervolgens de invulling van deze factoren gegeven. In laatstgenoemde paragraaf wordt bovendien ingegaan op de materiaalfactoren, zoals volgens de normen toe te passen op de representatieve sterkte van constructiematerialen.

A.1.2 Te behandelen technieken

In hoofdstuk 2 van de publicatie wordt nader ingegaan op de in deze publicatie behandelde constructieve elementen. Het gaat om verschillende typen langsconstructies:

- diepwanden en baretewanden
- kistdammen
- combiwanden
- wanden bestaande uit los van elkaar staande (on)verankerde boorpalen
- (on)verankerde damwanden
- korte-wandtechnieken
- dijkdeuvels
- erosieschermen
- soilmix

A.2 Toepasbaarheid van de CUR166 belastingeffect-factoren

A.2.1 Aanpak CUR166

In de CUR-aanpak voor damwandconstructies zijn voor één configuratie (de enkelvoudig verankerde damwand) belastingeffect-factoren afgeleid, in CUR-166 'sluitfactoren' genoemd. Voor deze configuratie werd de faalkans van de drie belangrijkste faalmechanismen (passief bezwijken, bezwijken damwand, bezwijken verankering) gelijkgesteld. De factoren werden vastgesteld op basis van probabilistische berekeningen (met het verenmodel M-sheet), waarbij de uitgangssom 'passief bezwijken' was. Voor de andere twee mechanismen werden belastingeffect-factoren vastgesteld om bij een berekening met de, in de uitgangssom gevonden materiaalfactoren, de juiste faalkans te halen. Voor het buigend moment in de wand en voor de ankerkracht zijn de belastingeffect-factoren, ook wel sluitfactoren genoemd, resp. 1,0 en 1,1. Daarnaast werd voor de ankerstaaf een afwijkende belastingeffect-factor (in versie 6 is dit een factor 1,25) aangehouden vanuit de overweging dat bij bezwijken van een anker bij voorkeur eerst het grondmechanisch draagvermogen (de houdkracht van het groutlichaam) wordt overschreden en niet de sterkte van de ankerstaaf, zodat het anker niet abrupt bezwijkt. De genoemde belastingeffect-factoren moeten op de rekenwaarden van de belasting worden gezet voordat deze worden getoetst aan de rekenwaarde van de sterkte van het betreffende materi-

aal. Door middel van het toepassen van de belastingeffect-factoren wordt een gelijke doelbetrouwbaarheid bereikt op zowel het falen van constructieve elementen als op geotechnische stabiliteit.

A.2.2 Toepasbaarheid voor doorgaande (dam)wandconstructies

A.2.2.1 Verankerde wanden

Overwegingen om deze aanpak ook voor (langs)constructies in dijken toe te passen.

1. Bij bezwijken van een verankerde damwandconstructie in een dijk treden in principe dezelfde drie bezwijkmechanismen op als hierboven genoemd bij damwandconstructies.
2. De belasting op de (damwand)constructie in dijken wordt, net als bij bouwputten, geleverd door de grond. Het (maatgevende) hoogwater bij dijken levert voornamelijk indirect een deel van de belasting en met name reductie van de sterkte door verhoging van de waterspanningen.
3. De snedekrachten worden ook in de dijken vastgesteld bij de rekenwaarden van de sterkte van de grond.
4. De CUR-166-aanpak is al jarenlang bij damwandconstructies voor bouwputten in gebruik en heeft in praktijk bewezen goed te voldoen.

Andere bezwijkmechanismen zoals diepe glijvlakken worden in CUR166 niet in de faalkansruimte van de (damwand)constructie meegenomen, maar apart verdisconteerd. Dit gebeurt in principe ook voor langsconstructies, door te splitsen op het falen van constructieve elementen en geotechnische stabiliteit.

A.2.2.2 Onverankerde wanden

De in § A.2.2.1 genoemde overwegingen gelden expliciet voor doorgaande verankerde damwandconstructies. Voor afwijkende constructies, zoals vrijstaande wanden, kan ook worden overwogen om de factoren van de CUR toe te passen, ondanks dat deze factoren niet expliciet zijn vastgesteld voor deze configuratie. Er is in principe geen reden om andere belastingeffect-factoren toe te passen voor doorgaande onverankerde wanden. Dit betekent feitelijk dat de factoren uit CUR ook verantwoord lijken voor doorgaande langsconstructies als diepwanden, combiwanden of kistdammen.

A.2.3 Toepasbaarheid voor andere configuraties

Hieronder zal nader worden ingegaan op de toepassing van de belastingeffect-factoren uit CUR166 bij wandtechnieken met discontinuïteiten, en op de toepassing bij zogenaamde 'losstaande elementen', zoals behandeld in de voorliggende publicatie 'Langsconstructies'.

Bij het toepassen van de belastingeffect-factoren uit CUR166 bij discontinue wanden, en nog sterker, bij technieken met losstaande elementen, kleven er steeds meer onzekerheden aan het behalen van de vereiste doelbetrouwbaarheid die geldt voor het falen van de constructieve elementen. Daarom worden er bij het beschouwen van de verschillende technieken ook andere onzekerheden meegenomen in de belastingeffect-factoren. Dit betreft bijvoorbeeld de factor die, bij niet-doorgaande wanden c.q. losstaande elementen, het 3D-effect in rekening brengt bij een ontwerp op basis van een 2D-analyse, uitvoeringonzekerheden die van toepassing zijn bij de realisatie van de betreffende technieken (eventuele afwijkingen ten opzichte van het definitieve ontwerp), en eventueel het gewenste faalgedrag (volgorde van het falen van de verschillende mechanismen) van de betreffende langsconstructie.

Bij wandtechnieken met discontinuïteiten en, nog sterker, bij losstaande elementen, wordt er een nieuw faalmechanisme geïnitieerd omdat de grond kan 'vervormen/stromen' tussen de openingen in de wandelementen of rondom de losstaande elementen. Dit mechanisme wordt ook 'snijden' genoemd. Om ervoor te zorgen dat de doelbetrouwbaarheid voor het faalmechanisme 'snijden door de opening' voldoende

veilig wordt ingevuld, dient een belastingeffect-factor te worden toegepast op de berekende korrelspanning loodrecht op de wand aan de actieve zijde. Dit is beschreven in § 4.8.3. De toets op snijden moet alleen worden uitgevoerd bij discontinue constructies waarin niet wordt voldaan aan de in § 5.8.2 gestelde eisen aan de afmetingen van en tussen de constructieve delen.

Los van bovengenoemde belastingeffect-factoren dienen voor de bepaling van de materiaalsterkte nog materiaalfactoren te worden toegepast op de representatieve sterkte van de materialen, zoals beton en staal. Deze factoren zijn vastgelegd in materiaalnormen en staan los van CUR166. Zie daarvoor de hoofdstukken over de verschillende technieken.

Voor losstaande elementen als dijkdeuvels en vernageling geldt dat het hoofdmechanisme onderling vergelijkbaar is: belasting door een afschuivend grondlichaam en sterkte door verankering in stabiele (zand)lagen, waarbij vergelijkbare snedekrachten optreden. Dit soort niet-doorgaande constructies wijkt daarom principiële af van doorgaande langsconstructies. De mogelijkheden voor herverdeling zijn veel geringer en bovendien zijn er bij dit soort constructies veel grotere uitvoeringsonzekerheden, zoals plaatsingsafwijkingen. Dit pleit ervoor om hier afwijkende (grotere) belastingeffect-factoren op de snedekrachten toe te passen.

A.3 Belastingeffect-factoren, additionele veiligheidsfactoren en materiaalfactoren

Hieronder volgt per type langsconstructie een voorstel voor de toe te passen belastingeffect-factoren op de snedekrachten. Daarnaast wordt kort ingegaan op de factoren die vanuit de materiaalgebonden normen van toepassing zijn op de materiaalsterkte.

A.3.1 (On)Verankerde damwand met/zonder discontinuïteiten

Tabel A.1 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen, voor de verankerde damwand met/zonder discontinuïteiten

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Stalen damwand		NEN-EN1997-1+c2;2017	1,0	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
-moment ($\gamma_{add;M}$)	1,0			
-normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,0			
-dwarskracht ($\gamma_{add;V}$)	1,0			
Ankerstaaf, stempel en ankerverbindingen ($\gamma_{F;A;st}$)	1,25 ¹⁾	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 9.7.1)	1,0 (vloei spanning) 1,4 ²⁾ (karakteristieke breuksterkte)	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F;A;gr}$)	1,0	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 8.5.2)	$\gamma_{a;ULS}=1,35$	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 8.5.2)
Ankerschot, sterkte gording ($\gamma_{F;A;gording}$)	1,1	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 9.7.1)	-	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)

- 1) Volgens NEN 9997-1 art. 8.5.4 moet de factor 1,25 in het geval van een groutanker formeel niet op de belasting maar in plaats daarvan uitsluitend op de materiaalsterkte van de staaf/stempel/verbinding in rekening worden gebracht. Het resultaat is gelijk.
- 2) De waarde 1,4 is bij benadering gelijk aan de waarde volgens EN-1993-5 art. 7.2.3: $\gamma_{M2}/k_t = 1,25/0,9 = 1,389$.

A.3.2 Combiwand

Voor de (on)verankerde combiwand kan ook gebruik worden gemaakt van de in Tabel A.1 gegeven factoren.

A.3.3 Kistdam

Voor de kistdam kan gebruik worden gemaakt van de in Tabel A.1 gegeven factoren.

A.3.4 Diepwand en barettewand

Tabel A.2 *Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de (on) verankerde diepwand en barettewand*

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Diepwand -moment ($\gamma_{add;M}$) -normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,0 0,9 of 1,0 ¹⁾	3.3.9 uit CUR166 deel 1	Tabel 2.1N ²⁾	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2)
Ankerstaaf en ankeronderdelen ($\gamma_{F;A;st}$)	1,25	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 9.7.1)	1,0 1,4 t.o.v. karakteristieke breuksterkte	Rekenwaarde materiaalsterkte bepalen conform NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F;A;gr}$)	1,0	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 8.5.2)	$\gamma_{a;ULS}=1,35$	NEN-EN1997-1+c2;2017 (§ 8.5.2)

- 1) Een lage waarde van de normaalkracht kan maatgevend zijn voor de momentencapaciteit. De momentencapaciteit dient altijd te worden gecontroleerd bij beide belastingscombinaties.
- 2) Conform 2.4.2.4 in NEN-EN1992-1 dient de partiële factor γ_c voor beton te worden vermenigvuldigd met een factor $k_f = 1,1$ voor in de grond gevormd beton.

A.3.5 (On)Verankerde wand van boorpalen

Tabel A.3 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de (on)verankerde wand bestaande uit niet-overlappende boorpalen

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor 1), 2), 3)	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Boorpalen -moment ($\gamma_{add;M}$) -normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,20 0,9 of 1,20 ³⁾	3.3.9 uit CUR166 deel 1 (factor is verhoogd)	1,15	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2), tabel 2.1N
Ankerstaaf of stempel en ankeronderdelen ($\gamma_{F;A;st}$)	1,4	Verhoogd t.o.v. § 9.7.1 in NEN- EN1997-1+c2; 2017	1,0 bij vloeï 1,4 t.o.v. karakteris- tieke breuksterkte	Rekenwaarde materiaalsterkte conform NEN- EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F;A;gr}$)	1,1	Verhoogd t.o.v. § 8.5.2 NEN- EN1997-1+c2; 2017	$\gamma_{a;ULS}=1,35$	NEN-EN1997- 1+c2;2017 (§ 8.5.2)
Sterkte betonnen gording ($\gamma_{F;A}$)	1,2	Verhoogd t.o.v. § 3.3.9 uit CUR166 deel 1	-	NEN-EN 1992-1 (Eurocode 2)
Snijden van grond ($\gamma_{add;snij}$)	1,25		-	-

- 1) De in deze tabel gegeven belastingeffect-factoren zijn vastgesteld bij het toepassen van los van elkaar staande boorpalen waar de wapening in de hulp casing is aangebracht en waar het beton is gestort voordat bij het realiseren van de palen de hulp casing wordt verwijderd. Bij het toepassen van andere paalsystemen dienen de aan te houden belastingeffect-factoren opnieuw te worden ingevuld, in verband met extra onzekerheden bij de uitvoering daarvan.
- 2) De belastingeffect-factoren zijn hier mede vastgesteld op basis van verschillen tussen 2D-en 3D-berekeningen voor een wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen bij dijkversterking KIS. De extra belastingeffect-factoren die hieruit zijn vastgesteld, zijn vermenigvuldigd met de belastingeffect-factoren voor de betonnen wand conform CUR166.
- 3) Een lage waarde van de normaalkracht kan maatgevend zijn voor de momentencapaciteit. De momentencapaciteit dient altijd bij beide belastingscombinaties te worden gecontroleerd.

A.3.6 Korte damwand

Tabel A.4 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de korte damwand

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Damwand		Verhoogd t.o.v.	1,0	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
-moment ($\gamma_{add;M}$)	1,15	NEN-EN1997-		
-normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,15	1+c2;2017		
-dwarskracht ($\gamma_{add;V}$)	1,15			

A.3.7 Korte wand bestaande uit niet-overlappende boorpalen

Tabel A.5 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de korte-wandtechnieken bestaande uit niet-overlappende boorpalen

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Boorpalen		Factor is verhoogd	1,15	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2)
-moment ($\gamma_{add;M}$)	1,3	t.o.v. 3.3.9 uit		
-normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	0,9 of 1,3	CUR166 deel 1		
Snijden van grond ($\gamma_{add;snij}$)	1,25	Zie § 4.8.3.	-	-

A.3.8 Dijkdeuvels

Tabel A.6 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor dijkdeuvels

Constructief onderdeel	Belasting-effectfactor	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Dijkdeuvel		Verhoogd t.o.v.	1,0 op staal / 1,15 op het grout	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5) / NEN-EN1992-1
-moment ($\gamma_{add;M}$)	1,4	CUR166		
-normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,4			
-dwarskracht ($\gamma_{add;V}$)	1,4			
Snijden van grond ($\gamma_{add;snij}$)	1,25	Zie § 4.1.5.6.	-	-

B Toe te passen rekenmodellen buiten EEM

B.1 Zakkende grond op ankers

B.1.1 Werkwijze in combinatie met EEM-analyse

Zakking van de grond in dijken tijdens de levensduur wordt doorgaans veroorzaakt door samendrukking van diepere grondlagen als gevolg van de grondophogingen en/of van doorgaande autonome bodemdaling. De component van de zakking van de grond loodrecht op een ankerstaaf zal leiden tot het doorbuigen van de ankerstaaf. Dat resulteert in een extra axiale kracht in het anker en daarmee ook tot beïnvloeding van de buigende momenten in de wand.

De toename van de axiale ankerkracht door de zakkende bodem volgt niet rechtstreeks uit de EEM-analyse. De bepaling van deze toename buiten de EEM-analyse wordt nader behandeld in § B.1.3. Hieronder wordt de globale werkwijze geschetst om deze krachtstoename in combinatie met de EEM-analyse te kunnen bepalen en gebruiken.

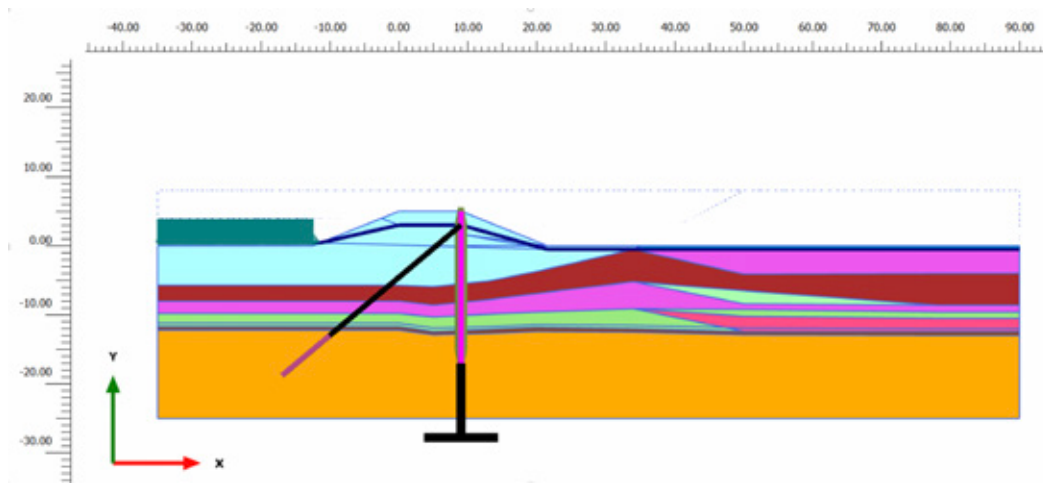
- Bij het berekenen van de toename van de ankerkracht conform de in § B.1.3 aangegeven methode, dient de initiële ankerkracht F (kN/anker) te worden uitgelezen na de 2e kruipfase (fase 3a, na bodemdaling) in de EEM-analyse. Samen met de zettingscomponent van de grond loodrecht op het anker volgens § B.1.2 dient de initiële ankerkracht F als invoer voor het berekenen van de axiale toename van de ankerkracht ΔF .
- Na het vaststellen van de toegenomen axiale ankerkracht ($F + \Delta F$) volgens in § B.1.2 wordt deze in fase 3b van de EEM-analyse weer ingevoerd als een voorspanning ('prestress') in het anker. Het effect van de axiale toename van de ankerkracht op de wandconstructie zelf (o.a. extra buigend moment) volgt daarna direct uit de EEM-analyse, zoals aangegeven in hoofdstuk 3 van de PPE.
- De EEM-analyse wordt daarna voortgezet conform de aanwijzingen in hoofdstuk 3 van de PPE.

B.1.2 Vaststelling 'zakkingsverloop' langs de ankers

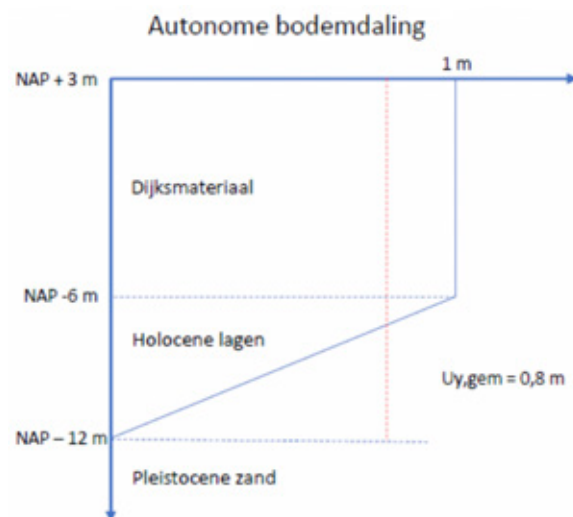
Bij het berekenen van de toename van de ankerkracht conform § B.1.3 mag worden uitgegaan van de gemiddelde grondverplaatsing loodrecht op de ankerstaaf. Het bepalen van de gemiddelde grondverplaatsing langs de ankerstaaf is afhankelijk van de lokale situatie. Hieronder volgt een uitgewerkt voorbeeld.

Voorbeeld bepaling grondverplaatsing loodrecht op de ankerstaaf

Figuur B.1 geeft een doorsnede weer van een dijk die versterkt wordt door het plaatsen van een verankerde damwand in de kruin. De dijk is gebouwd van klei (dijksmateriaal) en is gefundeerd op een holocene lagenpakket bestaande uit samendrukbare grondlagen. Verondersteld wordt daardoor dat er in het dijksmateriaal geen samendrukking plaatsvindt en dat de bodemdaling volledig plaatsvindt in de holocene grondlagen onder het dijksmateriaal. Er wordt uitgegaan van een autonome bodemdaling van de kruin van 1,0 m en er wordt verondersteld dat de bodemdaling lineair afneemt over de holocene grondlagen.



Figuur B.1 Ontwerp geometrie verankerde damwand



Figuur B.2 Weergave verondersteld verloop van de bodemdaling over de grondlagen

Bij de aanpak conform de in § B.1.3 aangegeven methode kan een gemiddeld verloop van de zakkings van de bodem worden aangehouden. Uitgaande van het verloop van de zetting over de grondlagen, zoals weergegeven in Figuur B.2, is de gemiddelde bodemdaling $U_{y,gem} = 0,8$ m. Daarnaast dient de gemiddelde bodemdaling te worden omgerekend naar een vervorming die loodrecht op de ankerstaaf staat. Dit betekent dat de gemiddelde vervorming loodrecht op de ankerstaaf in dat geval gelijk wordt aan: $U_{loodr;ankerstaaf} = \sin 45^\circ \times 0,8 \text{ m} = 0,57 \text{ m}$. Dit betreft de gemiddelde vervorming loodrecht op de ankerstaaf over de gehele lengte van de ankerstaaf (tussen bovenkant anker en de bovenkant van het pleistocene zand).

B.1.3 Berekening toename ankerkracht door 'zakkende' grond

Het achtergrondrapport bij de OSPW (Deltares, 2013b) doet verslag van een onderzoek naar de veiligheidsbeschouwing. Dit onderzoek heeft geleid tot een andere aanpak dan in CUR166 (CUR, 2012b). Binnen het onderzoek is ook gekeken naar de maximale belasting (invloedsfactor α die de belasting van de grond op het anker bepaalt op basis van een ongedraineerde schuifsterkte van de grond) die op een anker kan worden uitgeoefend voordat de grond bezwijkt (het anker snijdt dan door de grond). Verder is onderbouwd dat een alternatief model ('ankerstaaf') hogere extra ankerkrachten geeft dan het model

conform CUR166 (2012), inclusief aangepaste factoren die zijn vastgesteld in het kader van dijkversterkingen langs de Lekdijk in de Krimpenerwaard. Ook is onderzoek uitgevoerd naar de modelfactor β . Er is een alternatief computermodel opgesteld, dat echter niet beschikbaar is gekomen voor praktijkgebruik. Daarom moet worden uitgegaan van de hierna beschreven aanpassing van het CUR166-model, conform de OSPW.

Wijzigingen in de methode CUR166 volgens de OSPW (Deltares, 2013b)

De toename van de ankerkracht ΔF_{zb} als gevolg van zakkende grond moet worden vastgesteld uitgaande van een hieronder beschreven, aangepaste versie van het CUR-model. In de beschrijving wordt bekendheid verondersteld met de in CUR166 beschreven methode¹⁶ en de daarbij gebruikte symbolen en notaties.

In de veronderstelling dat er meestal sprake zal zijn van zakkings van cohesieve grondlagen, ontstaat er volgens CUR een lijnlast ter grootte van:

$$q_z = S_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$$

waarin:

- q_z de karakteristieke waarde van de belasting op de ankerstaaf in kN/m
- S_u de hoog karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte in kPa
- D de diameter van de ankerstaaf (inclusief eventuele groutlaag) in m
- α de invloedsfactor die de belasting van de grond op het anker bepaalt op basis van een ongedraineerde schuifsterkte van de grond. Voor de factor α moet conform OSPW (Deltares, 2013b) worden uitgegaan van een waarde $\alpha = 9$.

Voor de hoge karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte van de grond op een bepaalde diepte $s_{u,hoog}$ geldt in analogie met de PPE en de SHM:

$$S_{u,hoog} = \max(q_{net,max} / N_{kt,laag}; S_{hoog} \cdot \sigma'_v)$$

Daarin geldt:

- $q_{net,max}$ representatieve bovengrens voor de netto conusweerstand binnen het beschouwde vak
- $N_{kt,laag}$ lage karakteristieke waarde van de correlatiecoëfficiënt
- S_{hoog} karakteristieke hoge waarde van de SHANSEP-parameter S
- σ'_v effectieve verticale spanning (totale spanning min poriewaterspanning) uitgaande van normaal voorkomende omstandigheden in de dijk

Zie verder Bijlage C van de PPE voor de nadere definitie van deze parameters en voor de bepaling van de karakteristieke waarden $N_{kt,hoog}$ en S_{laag} met behulp van sonderingen en laboratoriumonderzoek. Uit deze aanwijzingen valt eenvoudig af te leiden hoe de analoge bepaling van de karakteristieke waarden voor $N_{kt,laag}$ en S_{hoog} verloopt.

16 Voor de bepaling van de ankerkrachttoename door zakkende grond volgens de CUR166-methode is het aan de ontwerper om bij hooggelegen ankeringsystemen een geschikte waarde te bepalen voor de beddingsconstante van de grond. Dat hoeft niet dus de standaard waarde te zijn die in de CUR166 is gedefinieerd.

Voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de belasting op de ankerstaaf kan worden uitgegaan van een gewogen gemiddelde waarde van $s_{u,hoog}$ langs de ankerstaaf, in de grondlagen waar er zettingen optreden.

Daarnaast is vastgesteld dat de modelfactor β gelijk moet zijn aan de voor een kabel geldende modelfactor van $\beta = 24$, wat de term $4\pi^2 \approx 39,5$ is in de formule voor de loodrecht belaste ankerstang (geval 1) in § 4.9.13 van deel 2 in CUR166 (CUR, 2012b). Dit betekent dat uitgaande van geval 1, de factor $1/(4\pi^2)$ in de formule vervangen moet worden door de factor $1/24$.

De onder geval 1 gebruikte factor α symboliseert een andere waarde dan de hierboven genoemde invloedsfactor.

Het toepassen van de kabelvergelijking impliceert dat momenten in het anker worden verwaarloosd. Om dat te bereiken moet de ankerkop onder een hoek scharnierend aan de damwand worden bevestigd. Hiermee dient rekening te worden gehouden in het ontwerp en in de uitvoering.

Ook moet rekening worden gehouden met een extra modelfactor van $\gamma_{zb} = 1,25$ op de berekende ankerkrachttoename ΔF_{zb} . Deze extra modelfactor is vastgesteld uitgaande van ankerhellingen van $40^\circ - 50^\circ$ ten opzichte van de horizontaal. Bij ankerhellingen die flauwer verlopen moet de extra modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$ mogelijk worden verhoogd. Bij hellingen flauwer dan 40° wordt voorlopig een extra modelfactor aanbevolen van $\gamma_{zb} = 1,4$.

Zie de PPE voor het binnen de eindige-elementenberekening modelleren van de ankerkrachttoename door middel van een opgegeven voorspanning.

B.2 Toets op 'snijden'

B.2.1 Maximale weerstand van een constructief element voor cohesieve grondlagen

Een algemeen geaccepteerde methode voor het bepalen van de weerstand van horizontaal belaste palen met ongedraineerd grondgedrag wordt gegeven door de API (American Petroleum Institute, 2002). Deze methode onderscheidt de weerstand op relatief kleinere diepte (P_{us}), waarbij bezwijken naar het maaiveld optreedt, en die op relatief grotere diepte (P_{ud}), waar horizontaal bezwijken van de grond optreedt. De maximale weerstand P_u is het minimum van P_{us} en P_{ud} .

Hierbij gelden de volgende formules:

$$P_{us} = 3 * S_u * D + \gamma' * H * D + J * S_u * H$$

$$P_{ud} = 9 * S_u * D$$

waarin:

- S_u de karakteristieke ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²]
- D de diameter/breedte van het constructieve losstaande element [m]
- γ' het effectief volumiek gewicht van de grond [kN/m³]
- H de diepte beneden maaiveld [m]
- J een dimensieloze empirische constante (0,25-0,5) [-].

De maximale weerstand van $9 \cdot S_u \cdot D$ geldt in principe voor een volledig gladde, ronde, paal, maar is ook voor andere paalvormen een veilige waarde en wordt daarom voorgeschreven.

De formules hierboven gaan uit van een horizontaal maaiveld. De constructieve elementen bij dijkversterkingen staan echter vaak in het talud. Het niet-horizontale maaiveld van het talud werkt dan normaliter gunstig bij het toetsen op snijden, waardoor het rekenen met een horizontaal maaiveld veilig is. Bij palen in het binnentalud vindt het eventuele snijden immers plaats aan de hoge kant van de paal, waarbij het talud dus positief werkt. Ook bij palen in het buitentalud, bij onvoldoende buitenwaartse stabiliteit, zit het talud 'aan de goede kant'.

Voor meer informatie over horizontaal belaste palen in het geval van een niet-horizontaal maaiveld wordt verwezen naar de literatuur (Reese, 2006, p. 473).

B.2.2 Bepaling van de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte S_u

Het verloop van de rekenwaarde van de ongedraineerde sterkte van cohesieve grond bij extreme hydraulische omstandigheden dat nodig is voor de handmatige toets op snijden kan worden gehaald uit de resultaten van de eindige-elementenanalyse.

Na de overgang van dagelijkse naar extreme hydraulische omstandigheden (in rekenstap 4a) bepaalt *PLAXIS* zelf de ongedraineerde sterkte, zoals die na rekenstap 4a wordt vastgelegd op basis van de dan geldende effectieve spanning (zie hoofdstuk 6). Voor zover nog niet gebeurd, wordt de karakteristieke waarde van de ongedraineerde sterkte vervolgens tot de rekenwaarde gereduceerd in de daarop volgende rekenstappen, door toepassing van alle benodigde partiële factoren op de grondsterkte (scha-defactor, modelfactor en geotechnische schematiseringsfactor).

Het verloop van de rekenwaarde voor de ongedraineerde sterkte langs de constructie, na toepassing van alle bovengenoemde partiële factoren op de grondsterkte, kan dus uit de *PLAXIS*-berekening worden afgelezen in stap 6b. Daarbij moet de kerende kant van de constructie worden gekozen. Zie § B.2.4 voor definitie van de 'kerende kant'.

B.2.3 Maximale weerstand van een constructief element voor niet-cohesieve gronden

Om de maximale weerstand van een constructief element te bepalen voor niet-cohesieve gronden, kan een berekening uitgevoerd worden volgens de API (voor zand) of volgens de in Nederland vaak gehanteerde methode van Brinch Hansen (Brinch Hansen, 1961). In dit geval is sprake van een gedraineerde situatie en moet dus worden gewerkt met effectieve spanningen en effectieve parameters. De maximale weerstand volgens Brinch Hansen is hierbij:

$$P_u = (\sigma'_v \cdot K_q + c' \cdot K_c) \cdot D$$

waarin:

P_u maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m].

σ'_v de verticale korrelspanning [kN/m²]

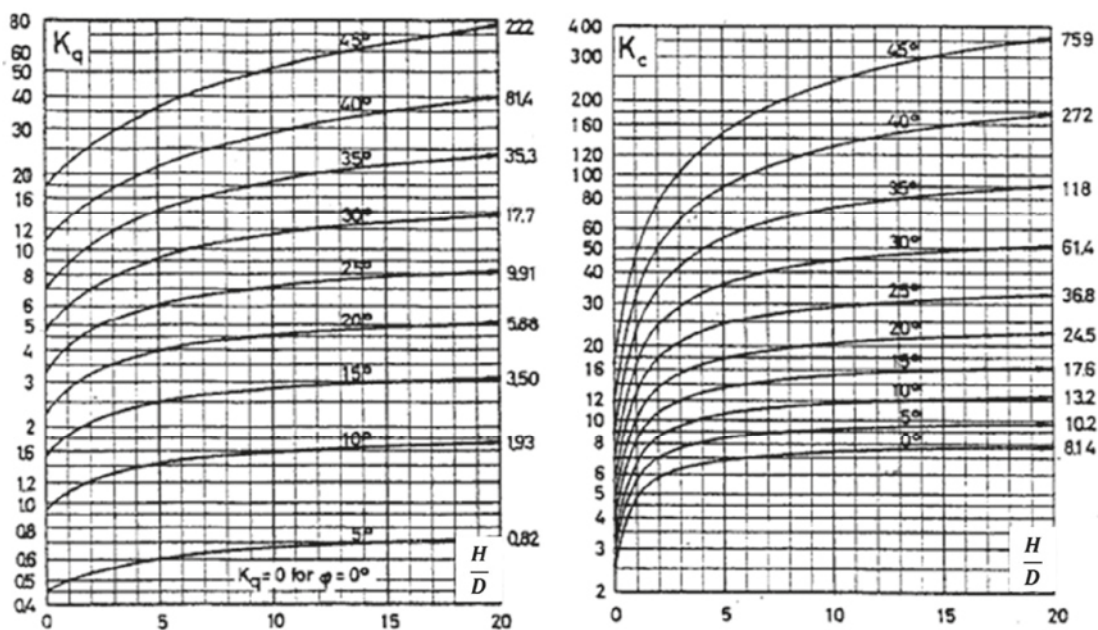
c' effectieve cohesie [-]

K_q en K_c gronddrukcoëfficiënten [-]

D de diameter/breedte van het constructieve losstaande element [m]

In het artikel van Brinch Hansen worden voor K_q en K_c zowel formules gegeven als grafieken. Deze coëfficiënten zijn een functie van φ' en de relatieve diepte (H/D). Hierbij is de overgang tussen ondiep en diep bezwijken in de formules van K_q en K_c opgenomen. De relevante grafieken uit Brinch Hansen zijn weergegeven in Figuur B.2. Aangezien het hier een gedraineerde situatie met effectieve parameters betreft, is $c' = 0$, en is K_c hier dus niet van belang.

In principe zal een zandlaag in een dijkprofiel vrijwel altijd worden afgedekt met een kleibekleding. Indien er sprake is van openingen in een wand moet worden gecontroleerd of waterstroming in de zandlaag kan optreden. Daarbij dient rekening te worden gehouden met mogelijk optreden van piping van de zandlaag.

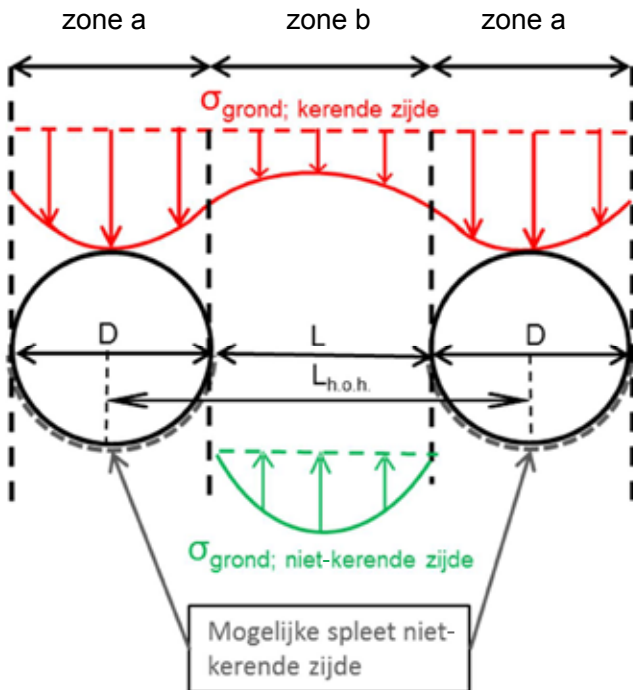


Figuur B.2 Coëfficiënten K_q en K_c volgens Brinch Hansen

B.2.4 Gronddrukken uit 2D-analyse

Er dient getoetst te worden op het lokaal bezwijken van de grond rondom de constructieve elementen, waarbij de constructieve elementen door de grond snijden en de vereiste boogwerking niet kan optreden. Bij deze toets op snijden wordt verondersteld dat de constructieve elementen door boogwerking belast worden door de berekende gronddruk op het constructieve element over de h.o.h.-afstand ($L_{h.o.h.}$) van de constructieve elementen. Dit levert de aandrijvende kracht. Als toets geldt dan dat de maximale weerstand van de grond op de constructieve elementen groter dan of gelijk aan deze aandrijvende kracht moet zijn. Bij het optreden van de extreme belastingscondities ontstaan er aan de dijkzijde verhoogde horizontale drukken vóór de constructieve elementen, zie ook Figuur B.3. In het vervolg zal er onderscheid worden gemaakt tussen de 'kerende zijde' en de 'niet-kerende zijde' van de wand. Bij toepassen van constructies voor het verhogen van de binnenwaartse macrostabiteit, is de polderzijde van de wand de niet-kerende zijde. Bij toepassing van constructies voor het verhogen van de buitenwaartse macrostabiteit, is de rivierzijde de niet-kerende zijde van de constructie. De weerstandbiedende drukken aan de kerende en niet-kerende zijden zijn af te lezen uit een 2D-EEM-analyse, maar de drukken aan de niet-kerende zijde mogen voor het toetsen op snijden alleen in rekening worden gebracht over de breedte (L) tussen de constructieve elementen, zie ook Figuur B.3. De druk aan de niet-kerende zijde tegen het constructieve element kan namelijk niet helpen om de snijdkracht te verminderen. Het constructieve element wordt

daarom, voor wat betreft snijden, aan de kerende zijde belast door de volledige druk over de h.o.h.-afstand, verminderd met de tegendruk tussen het constructieve element aan de niet-kerende zijde.



Figuur B.3 Principeschets horizontale gronddrukken aan de kerende zijde en de niet-kerende zijde van de constructieve elementen

De rode en groene lijnen in de figuur symboliseren de werkelijke gronddrukken in de 3D-situatie. In de 2D-analyse in EEM worden de gronddrukken per strekkende meter berekend en is daardoor correctie achteraf nodig.

B.2.5 Toets op snijden op basis van 2D-analyse

Er moet worden getoetst op:

$$P_u \geq (L_{h.o.h.} * \sigma_{h;kerend;gem} - L * \sigma_{h;niet\ kerend;gem}) * \gamma_{add,snij}$$

waarin:

- P_u de rekenwaarde van de maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m]. Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen cohesieve en niet-cohesieve grond, zoals eerder aangegeven
- $\sigma_{h;kerend;gem}$ de gemiddelde horizontale gronddruk (bij cohesieve grond; bij niet-cohesieve grond betreft dit de horizontale korrelspanning) over de h.o.h.-afstand aan de kerende kant uit stap 6b [kN/m²]
- $\sigma_{h;niet\ kerend;gem}$ de gemiddelde horizontale gronddruk (bij cohesieve grond; bij niet-cohesieve grond betreft dit de horizontale korrelspanning) over de afstand tussen de constructieve elementen aan de niet-kerende kant uit stap 6b [kN/m²]
- $L_{h.o.h.}$ onderlinge hart-op-hartafstand tussen de constructieve elementen [m]
- L de breedte tussen de constructieve elementen
- $\gamma_{add,snij}$ belastingeffect-factor op de resulterende horizontale kracht $\gamma_{add,snij} = 1,25$ [-]

Daarbij geldt:

- De rekenwaarde van de maximale kracht tegen het constructief element moet worden bepaald op basis van de spanningen loodrecht op de constructie, zoals af te lezen in rekenstap 6b van de eindi-ge-elementenberekening, zie hoofdstuk 6. Dit is de rekenfase waarin op de grondsterkte de schematiseringsfactor, de modelfactor en de geotechnische schematiseringsfactor zijn toegepast.
- De bovenstaande formules zijn afgeleid voor verticaal staande constructieve elementen. Voor in deze gevallen gebruikelijke schoorstanden mogen ze ook worden toegepast, waarbij dan de spanningen loodrecht op de wand (de 'normal stresses' van de interfaces in een EEM-berekening) moeten worden gehanteerd. Voor ongedraineerd gemodelleerde grond moet de totale spanning worden afgelezen en voor gedraineerd gemodelleerde grond de effectieve spanning.
- Voor palen die aan de kop worden belast moet bij kleine h.o.h.-afstanden een reductie op de weerstand worden toegepast, omdat de invloedsgebieden elkaar dan overlappen (Reese, 2006). Voor palen in bewegende grond is het effect minder duidelijk; Chen & Poulos (Chen L.T., sept. 1997) geven in plaats van een reductie juist een toename aan van de weerstand. In deze PPL is, vanwege de onduidelijkheid in de al aangehaalde en verdere literatuur (Broms, 1964; Randolph C. M., 2006; Randolph M. a., 1984), geen correctie voor de invloed van de h.o.h.-afstand toegepast.

B.2.6 Toets op snijden op basis van 3D-analyse

Er moet langs de constructie worden getoetst op:

$$P_u \geq |dQ/d_{xas}|$$

waarin:

P_u de rekenwaarde van de maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m]. Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen cohesieve en niet-cohesieve grond zoals eerder aangegeven

$|dQ/d_{xas}|$ de absolute waarde van de afgeleide van het dwarskrachtverloop in de as-richting van de constructie, afgelezen in stap 6b van de EEM analyse [kN/m]

C Pragmatische invulling overgang van de langsconstructie naar de gronddijk

C.1 Algemeen

In deze bijlage wordt een praktische invulling gegeven voor het ontwerp van overgangen van zogenaamde langsconstructies naar een dijklichaam zonder constructie (alleen grondlichaam), maar ook voor overgangen tussen langsconstructies onderling, die op verschillende locaties in een dwarsprofiel kunnen worden toegepast.

Theoretisch gezien kunnen zulke overgangen berekend worden met 3D-computermodellen, zoals *PLAXIS 3D*. Maar dit is erg omslachtig en bovendien kunnen er per situatie verschillen zijn. Daarom is er in dit stadium voor gekozen om op basis van expert-judgement algemene richtlijnen te geven voor het hanteren van lengtes die een bepaalde langsconstructie in het grondlichaam dient 'door te lopen'. Hiermee kan een voldoende robuuste en veilige aansluiting op het dijklichaam (van grond) worden gemaakt.

De ervaring leert dat overgangsconstructies van dit type vaak gevoelig zijn voor beschadigingen en erosie en daardoor een zwakke schakel vormen. In een ontwerp voor een dijkversterking moet hieraan voldoende aandacht besteed worden. Met betrekking tot overgangen en overgangsconstructies is er niet veel vastgelegd in normen en richtlijnen, maar wordt vaak een beroep gedaan op ervaringen en gezond verstand.

Zoals gezegd is in deze bijlage een pragmatische invulling gegeven voor hoe deze overgang in de ontwerppraktijk zou kunnen worden ingevuld. Hierbij is verondersteld dat de basiseisen voor de vervormingscontrole tijdens maatgevende omstandigheden, zie § 4.8.4, niet zullen worden overschreden. In het geval grotere vervormingen toelaatbaar worden geacht op basis van de toetsing op maat, kunnen deze overgangso oplossingen niet vanzelfsprekend worden toegepast, maar dient extra aandacht te worden besteed aan de vervormingsverschillen tussen de verschillende delen van de waterkering.

De voorgestelde overgangen zijn alleen uitgewerkt voor binnenwaartse macrostabiliteit. Bij buitenwaartse macrostabiliteit wordt aanbevolen om de lengte van de overgangen in te vullen, afhankelijk van de lokale omstandigheden. Waar het restprofiel van toepassing is, in combinatie met ongunstige omstandigheden zoals bijvoorbeeld stroming en golfbelastingen, wordt aanbevolen om de overgangslengtes te vergroten.

C.2 Constructies en overgangen

Deze bijlage onderscheidt verschillende constructies en overgangssituaties.

C.2.1 Langsconstructies

Er wordt onderscheid gemaakt in de volgende typen langsconstructies:

- Een zelfstandig kerende constructie/waterkering

Hieronder wordt verstaan: een constructie in de kruin van een waterkering die ook zonder een groot deel van het grondlichaam de waterkerende functie moet kunnen vervullen. Zo'n constructie moet dus voldoende sterk zijn om zowel de binnenwaartse als de buitenwaartse stabiliteit te kunnen waarborgen. Deze constructies (of delen ervan) worden meestal geplaatst in de buitenkruin. Langsconstructies die een zelfstandig kerende functie kunnen hebben:

- kistdammen;
- diepwanden;

- combiwanden;
- damwanden.

Het grote verschil tussen een diepwand (of combiwand) en een kistdam is de breedte van de constructie. Hierdoor zal bij een kistdam de kruin volledig intact blijven. Bij een diepwand of combiwand is er een aanzienlijk hoger risico op erosie omdat het ontwerp voorziet in het afschuiven van de kruin van de dijk.

- Stabiliteitsscherm (niet zelfstandig waterkerend)

Een stabiliteitsscherm dient om in combinatie met het grondlichaam de waterkerende functie te vervullen. Het scherm kan, mede afhankelijk van de functie, geplaatst worden op diverse locaties in een dwarsprofiel, bijvoorbeeld de buitenteen, de kruin (buiten/binnen), de binnenteen en/of de berm, en alles daar tussenin.

Een stabiliteitsscherm is kerend aan één zijde. Bij een stabiliteitsscherm in de binnen- of buitenkruinlijn zal normaal gesproken altijd gerekend worden met het optreden van een restprofiel. Als een stabiliteitsscherm lager in het talud staat, kan het zijn dat niet met een restprofiel gerekend hoeft te worden. De reden daarvoor is dat de grond aan de passieve zijde van de damwand voldoende stabiel is. Dit dient uit de ontwerpberekeningen te blijken.

Kenmerkend voor meerdere langsconstructies is dat het toelaatbaar is als een deel van de dijk onder extreme belastingscondities instabiel is. In dat geval wordt rekening gehouden met een afgeschoven talud/kruin, ook wel aangeduid als 'restprofiel'; zie ook § 4.8.7.

C.2.2 Overgangssituaties

De volgende overgangssituaties worden onderscheiden:

- zelfstandig kerende constructie in de buitenkruinlijn (diepwand/combiwand), aansluitend op een dijkversterking in grond (stabiliteitsbermen);
- zelfstandig kerende constructie in de buitenkruinlijn (diepwand/combiwand), aansluitend op een dijkversterking met een stabiliteitsscherm;
- zelfstandig kerende constructie in de hele kruin van de dijk (kistdam), aansluitend op een dijkversterking in grond (stabiliteitsbermen);
- zelfstandig kerende constructie in de hele kruin van de dijk (kistdam), aansluitend op een dijkversterking met een stabiliteitsscherm;
- stabiliteitsscherm in de binnen-/buitenruinkruin van de dijk, aansluitend op een dijkversterking in grond;
- stabiliteitsscherm in binnen-/buitentalud of binnen-/buitenteen van de dijk, aansluitend op een dijkversterking in grond;
- stabiliteitsscherm in de kruin van de dijk, aansluitend op een dijkversterking met een constructie lager in de dijk (berm, binnen-, buitenteen).

Naast de verschillende overgangssituaties moeten ook de toepassingslocaties binnen- en buitendijks worden bekeken. Waar dit een rol speelt, is dit aangegeven en nader gespecificeerd.

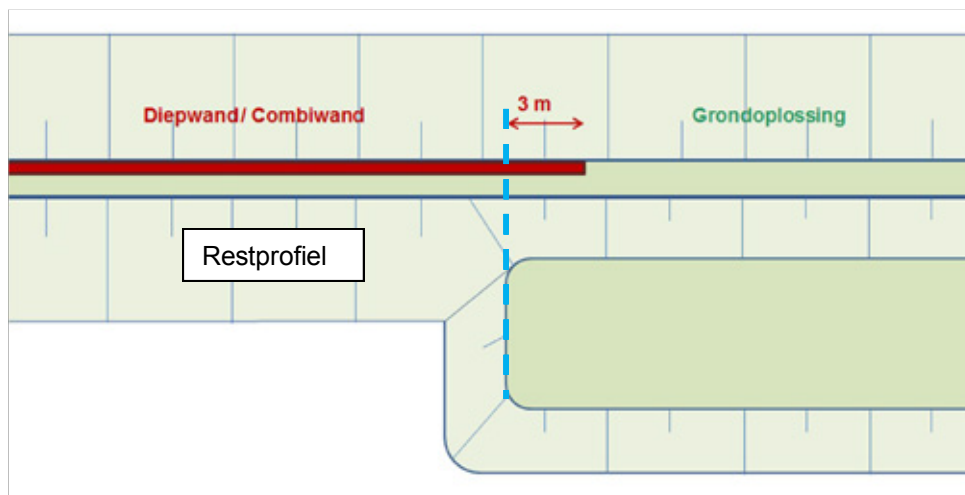
C.3 Aan te houden overgangslengtes

Hierna volgen, per situatie, de aan te houden overgangslengtes (overlap van constructies en/of grondlichaam).

C.3.1 Zelfstandige kerende constructie in de buitenkruinlijn (diepwand/combiwand), aansluitend op een dijkversterking in grond (stabiliteitsbermen)

Aansluitingen van diepwandschermen of combiwanden op een gronddijk bestaande uit klei dienen over een lengte van tenminste 3 m in het grondlichaam te worden doorgezet. Als er een stabiliteitsberm buiten- en/of binnendijks aanwezig is, moet deze 3 m gerekend worden vanaf de bovenkant van de berm, zie Figuur C.1.

De reden voor het doorzetten van de constructie over een lengte van minimaal 3 m bij een kleikern heeft te maken met een verhoogd risico op erosie ter plaatse van de aansluiting. Deze erosie treedt op door mogelijke scheurvorming door vervormingsverschillen en door de paneelbreedte die minimaal 3 m bedraagt bij een diepwand. Bij een zanddijk geldt de aanbeveling om de diepwand 3 x de paneelbreedte door te zetten.



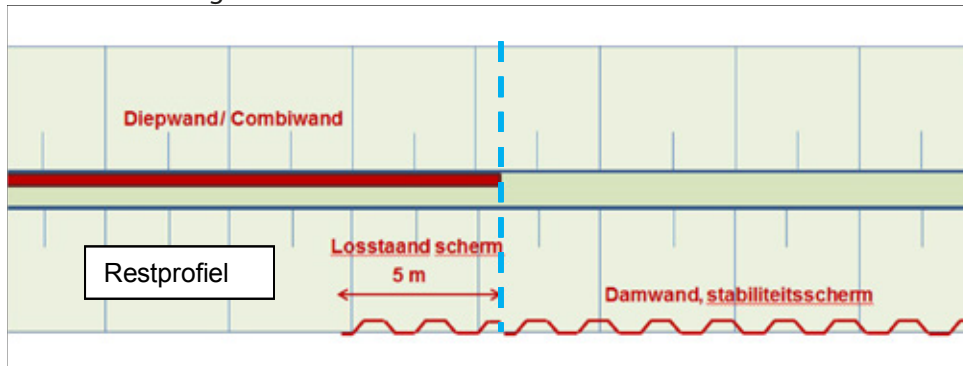
Figuur C.1 Diepwand/combiwand, aansluitend op gronddijk

C.3.2 Zelfstandig kerende constructie in de buitenkruinlijn (diepwand/combiwand), aansluitend op dijk met een (verankerde) stabiliteitverhogende langsconstructie in binnentalud/teen

De aansluiting van een diepwand/combiwand op een dijk met een stabiliteitverhogende constructie zal in de meeste gevallen van belang zijn voor de binnenwaartse stabiliteit. Aansluiting op een buitenwaarts stabiliteitsscherm is natuurlijk ook mogelijk. Een dergelijk stabiliteitsscherm zal gesitueerd zijn tussen buiten-/binnenkruin en buiten-/binnenteen, en in veel gevallen verankerd zijn.

Om, in verband met het mogelijk optredende restprofiel (afschuiving van het binnentalud) ter plaatse van de zelfstandige waterkering, voldoende stabiliteit te waarborgen ter plaatse van de overgang, is tussen beide constructietypen een overlap benodigd van ten minste 5 m. Deze 5 m is een praktische maat. De overlap dient te bestaan uit een losstaande, verankerde langsconstructie met dezelfde afmetingen als de stabiliteitverhogende constructie zelf. Deze extra 5 meter losstaande, beschermende voorziening moet voorzien zijn van een gording die niet is verbonden met de stabiliteitverhogende constructie, zie Figuur C.2. Door de extra beschermende voorziening los te zetten van de echte langsconstructie, wordt voorkomen dat het afschuiven van het restprofiel achter de diepwand/combiwand invloed kan uitoefenen op de 'echte' stabiliteitverhogende constructie. Op deze extra belasting wordt de stabiliteitverhogende constructie namelijk niet gedimensioneerd.

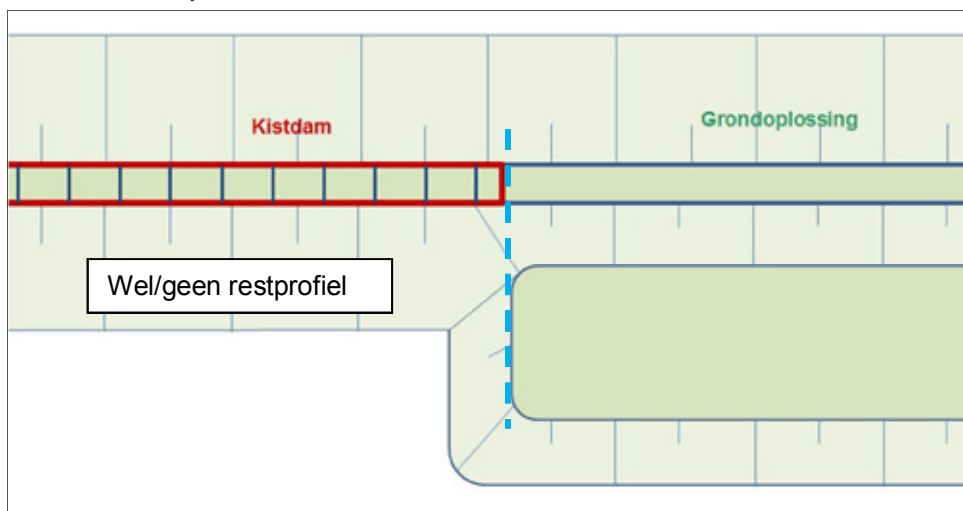
Een belangrijk aandachtspunt hierbij is voldoende ruimte om een eventueel benodigde verankering te kunnen aanbrengen.



Figuur C.2 Diepwand/combiwand, aansluitend op dijk met stabiliteitsscherm

C.3.3 Zelfstandig kerende constructie in de hele kruin van de dijk (kistdam), aansluitend op een dijkversterking in grond (stabiliteitsbermen)

Bij een zelfstandige constructie over de gehele breedte van de kruin (bijvoorbeeld bij een kistdam), is het risico van erosie geringer dan bij een diepwand of combiwand. Daarom is het bij de aansluiting van een kistdam op een gronddijk niet nodig om een overlap toe te passen. Wel dient de (kistdam)constructie in de gronddijk minimaal door te lopen tot aan het dwarsprofiel van de gronddijk, dat voldoende stabiel is. Normaal gesproken zal de constructie bij een gronddijk met een binnen- en/of buitenberm doorlopen tot aan de bovenzijde van de stabiliteitsberm.



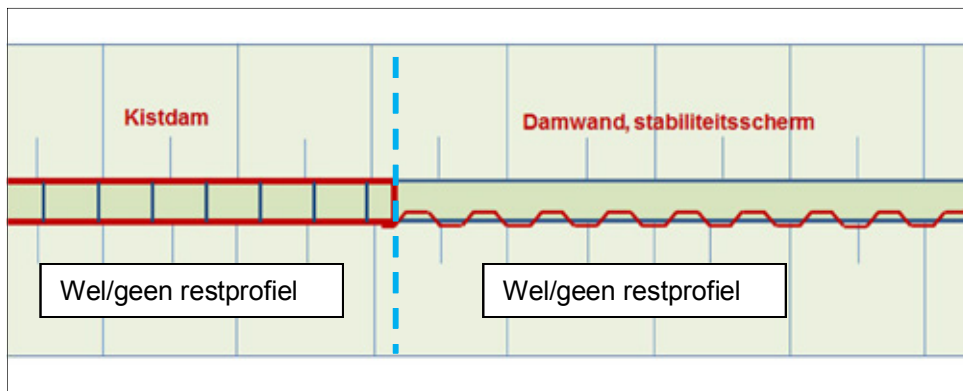
Figuur C.3 Kistdam aansluitend op gronddijk

C.3.4 Zelfstandig kerende constructie in de hele kruin van de dijk (kistdam), aansluitend op een dijkversterking met een stabiliteitsscherm

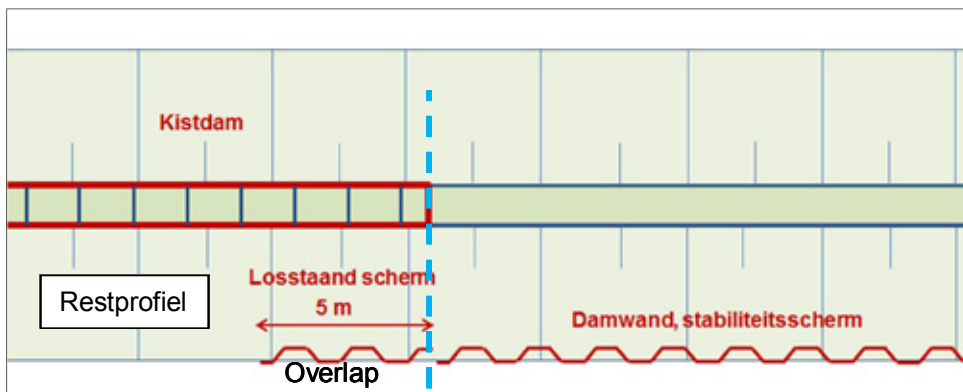
In deze situatie is de aansluiting afhankelijk van de locatie van het stabiliteitsscherm. Dit kan de binnen- of buitenkruin zijn, maar ook de binnen- of buitenteen, of ergens halverwege het binnen- of buitentalud.

- Bij aansluiting van een kistdam op een dijk met een stabiliteitsscherm in de kruin, is er geen extra overlap nodig en kan het stabiliteitsscherm aansluitend aan de kistdam gemaakt worden. Dit dient te gebeuren vanaf het dwarsprofiel, dat met het stabiliteitsscherm stabiel is. Als er bijvoorbeeld ook een stabiliteitsberm aanwezig is (binnen/buiten), dan moet de kistdam ten minste ook doorgezet worden tot de bovenkant van deze berm.

- Bij aansluiting van een kistdam op een dijk met een stabiliteitsscherf in de teen of het talud is een overlap tussen beide constructietypen benodigd van ten minste 5 m. Deze praktische maat van 5 m dient om voldoende stabiliteit ter plaatse van de overgang te waarborgen (i.v.m. restprofiel). De overgangsconstructie dient te bestaan uit een losstaand damwandscherf met dezelfde afmetingen als het stabiliteitsscherf. Het scherf dient voorzien te zijn van een gording die, net als het scherf zelf, niet is verbonden met het stabiliteitsscherf. Door het scherf los te zetten van het stabiliteitsscherf wordt voorkomen dat er via het scherf invloed uitgeoefend kan worden op het stabiliteitsscherf zelf. Een belangrijk aandachtspunt hierbij is voldoende ruimte om een eventueel benodigde verankering te kunnen aanbrengen.



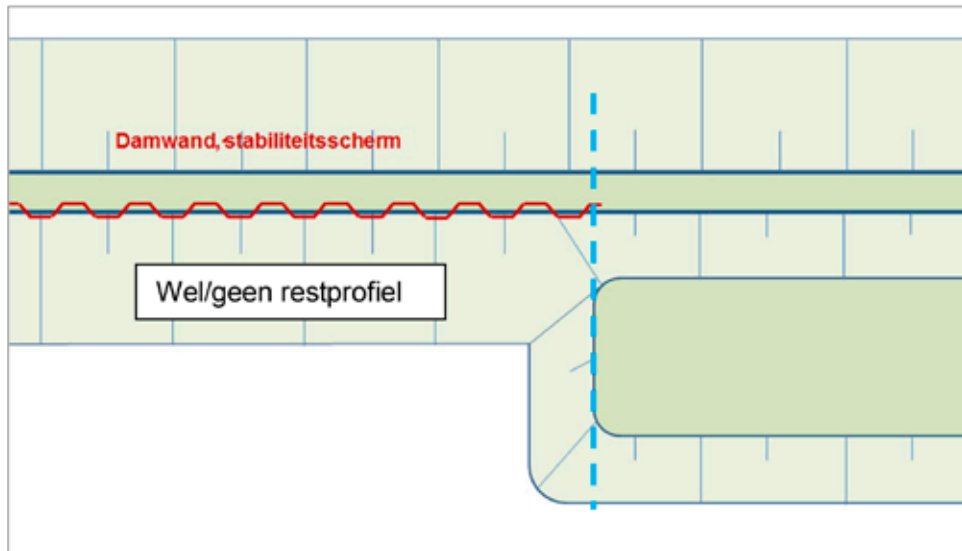
Figuur C.4 Kistdam aansluitend op stabiliteitsscherf in de kruin



Figuur C.5 Kistdam aansluitend op stabiliteitsscherf in de teen

C.3.5 Stabiliteitsscherf in de binnen-/buitenruinkruin van de dijk, aansluitend op een dijkversterking in grond

Bij een stabiliteitsscherf (damwand) in de binnen- of buitenruinkruinlijn is er geen extra overlap ter plaatse van de aansluiting op de grond dijk nodig. De constructie dient wel minimaal door te lopen tot het punt waar de naastgelegen grondberm de vereiste hoogte heeft gehaald. Bij een stabiliteitsberm is dit de bovenkant van de berm, zie ook de stippellijn in Figuur C.6. Een overlap met de grondberm lijkt voor deze situatie niet noodzakelijk.



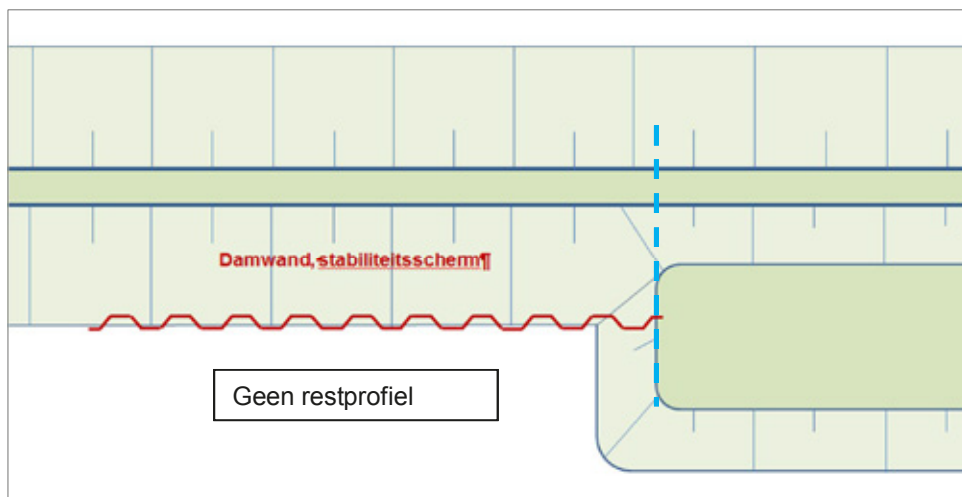
Figuur C.6 Stabiliteitsscherm in de kruin, doorlopend tot bovenkant berm

C.3.6 Stabiliteitsscherm in binnen-/buitentalud of binnen-/buitenteen van de dijk, aansluitend op een dijkversterking in grond

Bij een stabiliteitsscherm in de binnen- of buitenteen of in het talud van een waterkering is er geen extra overlap ter plaatse van de aansluiting op de grond dijk nodig.

Gezien de locatie van het stabiliteitsscherm in het dwarsprofiel zal er geen restprofiel optreden, dat het naastliggende grondlichaam negatief kan beïnvloeden.

De constructie dient wel minimaal door te lopen tot aan het dwarsprofiel in de grond, dat voldoende stabiel is. Bij een stabiliteitsberm is dit tot aan de bovenkant van de berm.

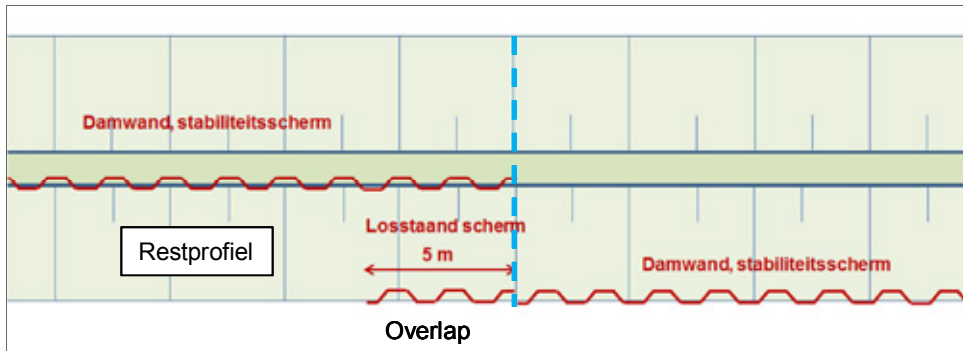


Figuur C.7 Stabiliteitsscherm in de binnenteen, doorlopend tot bovenkant berm

C.3.7 Stabiliteitsscherm in de kruin van de dijk, aansluitend op een dijkversterking met een constructie lager in de dijk (berm, binnen-, buitenteen)

Voor deze situatie geldt hetzelfde als voor de situatie met een zelfstandige waterkering in de kruin en de aansluiting op een dijkversterking met een stabiliteitsscherm in het talud of de teen van de waterkering.

Omdat een restprofiel (afschuiving) kan optreden, is een overlap tussen beide constructietypen benodigd van tenminste 5 m. Deze praktische maat van 5 m dient om de 'echte' langsconstructie te beschermen bij het afschuiven van het talud. De overgangsconstructie dient te bestaan uit een losstaand damwand-scherm met dezelfde afmetingen als het 'echte' stabiliteitsscherm. De overgangsconstructie moet voorzien zijn van een gording die niet is verbonden met de gording/damwand van het stabiliteitsscherm. Een belangrijk aandachtspunt hierbij is voldoende ruimte om een eventueel benodigde verankering bij de overlap te kunnen aanbrengen.



Figuur C.8 Stabiliteitsscherm in de kruin, aansluitend op stabiliteitsscherm in de teen



D Aanbevelingen bij contractvorm Design & Construct

D.1 Inleiding

Zoals aangegeven in § 1.2.4, wordt verondersteld dat een ontwerp van een stabiliteitverhogende langsconstructie, waarbij rekening is gehouden met de werkwijze en de aanwijzingen zoals beschreven in deze PPL, voldoet aan de wettelijke eisen conform het WBI2017 en aan het OI2014v4. Naast de werkwijze en de aanwijzingen zoals beschreven in deze PPL zijn er nog veel aanvullende aspecten die van belang zijn bij het opstellen en uitvoeren van een constructief ontwerp. De verantwoordelijkheid voor de invulling van deze aspecten, en/of het beoordelen van de invulling hiervan, ligt bij de opdrachtgever.

Deze bijlage bevat enkele aanvullende aandachtspunten en aanbevelingen voor de opdrachtgever die gelden bij aanbesteding van dijkversterkingen met langsconstructies via de contractvorm Design & Construct (D&C). In § D.2 komen een aantal uitgangspunten en randvoorwaarden aan de orde die dan van belang kunnen zijn. In § D.3 wordt ingegaan op aandachtspunten voor de rapportage die de opdrachtnemer moet leveren en § D.4 behandelt aspecten die van belang kunnen zijn voor de uitvoering. De term 'opdrachtgever' wordt hierna afgekort tot OG, de term 'opdrachtnemer' tot ON.

D.2 Uitgangspunten en randvoorwaarden

Het verdient aanbeveling om als OG bij de uitraag zelf al de volgende uitgangspunten en randvoorwaarden vast te leggen.

Hydraulische belastingen

- De hydraulische belastingen tijdens de maatgevende omstandigheden en, indien van toepassing, ook tijdens de uitvoering van de dijkversterking.
- Randvoorwaarden voor het schematiseren van het verloop van de waterspanningen in de dwarsdoorsnede onder dagelijkse omstandigheden en onder maatgevende omstandigheden. Zie § 5.4.

Geometrische uitgangspunten

- De vereiste (minimale) kruinbreedte en kruinhoogte.
- De vereiste kruinhoogte voor de dimensionering van de langsconstructie (bijv. aanlegniveau en verwachte zetting en bodemdaling verwerken in geometrie of rekening houden met het steeds op hoogte houden van de kruin via onderhoud na het verwerken van verwachte zetting en bodemdaling in de geometrie).
- Eisen m.b.t. de in rekening te brengen autonome bodemdaling, zowel onder de kruin, het talud als het achterland, inclusief een omschrijving van het verloop dat over de diepte moet worden aangehouden. Bij de schematisering wordt in de ontwerppraktijk meestal gekozen voor het verwerken van de autonome bodemdaling in de meest zettingsgevoelige grondlaag, terwijl dit voor het berekenen van de invloed van de toename van de ankerkracht niet noodzakelijk leidt tot een eenduidig veilig ontwerp.
- In geval van bodemdaling van de polder lijkt een vergelijkbare verlaging van het polderpeil een verstandige keuze te zijn.

Grondonderzoek

- In het voortraject van de dijkversterking wordt niet altijd voldoende grondonderzoek uitgevoerd om een constructief ontwerp voldoende veilig te kunnen ontwerpen. Het ligt daarom voor de hand dat de ON extra grondonderzoek moet uitvoeren om een eenduidig en veilig ontwerp te kunnen maken. Conform § 5.2 wordt aanbevolen om een dicht net van grondonderzoekpunten in lengterichting van de langsconstructie ter beschikking te hebben. Deze aanbeveling wordt gedaan omdat de verwachting is

dat het ontwerpen van een langsconstructie conform de PPL/PPE tot een minder diepe inbedding in het zand zal leiden. Bij onvoldoende grondonderzoek bestaat het risico dat de inbedding in het zand onvoldoende zal zijn.

- De OG stelt de benodigde proevenverzameling ten behoeve van het ontwerpen van de langsconstructies ter beschikking, of stelt eenduidige eisen aan hoe deze proevenverzameling dient te worden samengesteld, zie ook Bijlage D in PPE.

Constructief ontwerp

- Er kunnen eisen worden gesteld aan de hoeveelheid en locaties van de binnen het ontwerp te beschouwen dwarsdoorsneden.
- Bij het toelaten van openingen in de doorlopende damwandconstructie verdient het aanbeveling om een drainageconstructie in lengterichting van de damwand voor te schrijven om beïnvloeding van de geohydrologische situatie te voorkomen.
- Constructief gezien kunnen ankerconstructies soms op grotere afstanden uit elkaar worden gezet. Gelet op de risico's op ankeruitval kan het wenselijk zijn om een meer pragmatische onderlinge afstand van de ankers te eisen.
- Bij onverankerde schermen wordt het, afhankelijk van de gewenste uitbreidingsmogelijkheden op langere termijn, aanbevolen om een minimale inbedding van 2 m in het zand aan te houden. Deze maat zou ook kunnen worden aangehouden voor verankerde langsconstructies, zeker als er in praktijk minder grondonderzoekpunten in lengterichting van de langsconstructie zijn dan aanbevolen in § 5.2.2.
- Conform § 4.7 geldt in eerste instantie een eis van maximaal 0,1 m vervorming bij de normwaarde van de hoogwaterbelasting. Meer verticale en horizontale vervorming is alleen toegestaan bij toepassing van aanvullende controles op maat, zie Bijlage A van de PPE. Wanneer een toets op maat door de OG wordt toegestaan, verdient het wel aanbeveling om daarbij als randvoorwaarde een ruimere limietwaarde te introduceren, die bij een dergelijke toets op maat niet mag worden overschreden. Verder kan vanuit beheerdersoogpunt ook een aanvullende vervormingseis worden overwogen, die geldt voor situaties met (door de OG te bepalen) lagere terugkeertijd.
- Het wordt aanbevolen om eisen te stellen m.b.t. de realisatie van overgangen (waar de constructie stopt in lengterichting van de dijk), zie ook Bijlage C. Opgemerkt wordt dat Bijlage C veronderstelt dat de basisvervormingseisen tijdens maatgevende omstandigheden, zie § 4.8.4, niet zullen worden overschreden. In het geval grotere vervormingen toelaatbaar worden geacht op basis van de toetsing op maat, kunnen deze overgangso oplossingen niet vanzelfsprekend worden toegepast, maar dient extra aandacht te worden besteed aan de vervormingsverschillen tussen de verschillende delen van de waterkering. Zie ook Bijlage A in de PPE.
- Indien gewenst, eventuele eisen stellen aan de mogelijkheden tot het later uitbreiden van de betreffende langsconstructie (t.b.v. vaststellen adaptief vermogen voor de langere termijn).

D.3 Rapportage

Voor de OG geldt het advies om de ON eerst een uitgangspuntenrapport te laten opstellen, dat van toepassing is op het ontwerp en de realisatie. Ook wordt aanbevolen om dit rapport na de eventueel benodigde discussie en bijstelling formeel vast te stellen voordat het ontwerp start. In het uitgangspuntenrapport van de ON zou o.a. de volgende aspecten behandeld kunnen worden.

- De in te vullen eisen conform vraagspecificatie eisen van de OG, waarbij de ON aangeeft hoe hij aan gevraagde eisen denkt te kunnen voldoen.
- De voor de constructies in de dijk aan te houden uitgangspunten, uitgaande van de door de OG gestelde uitgangspunten en randvoorwaarden (inclusief toelichting hoe hiermee om te gaan).
- Veiligheidsfilosofie: invulling van de betreffende partiële factoren voor de constructieve ontwerpen.

- Geohydrologie: uitleg over de interpretatie van de door de OG gestelde eisen (verloop van de waterspanningen in de dijk, dagelijks en onder extreme belastingscondities).
- Rekenmodellen en grondparameters: invulling van welke grondparameters en grondmodellen toegepast zullen worden.
- Constructieve aspecten: invulling van de uitgangspunten voor het ontwerp.
- Uitvoeringsaspecten: invulling van de realisatie en de eventuele invloed hiervan op o.a. het ontwerp en de omgeving.
- Ontwerpmethode: invulling van hoe het ontwerp wordt gemaakt en welke toetsingen er zullen plaatsvinden.

Daarnaast wordt de OG aanbevolen om ook een voldoende gedetailleerd ontwerprapport van de constructief versterkte waterkering te eisen van de ON. Voor wat betreft de in hoofdstuk 20 genoemde kennisleemtes wordt aanbevolen om de benodigde projectspecifieke onderbouwing en de uit te voeren kwaliteitscontroles te laten opstellen of valideren door door de OG zelf aan te wijzen deskundige partijen. Het advies is om in het ontwerprapport minimaal het volgende te laten vastleggen.

- Eventuele afwijkingen van het uitgangspuntenrapport, met onderbouwing.
- Eventuele afwijkingen van de PPL en/of de PPE met onderbouwing.
- Onderbouwde invulling voor de relevante kennisleemtes in de PPL en/of PPE.
- Rapportage van de uiteindelijke dimensies en materiaalkarakteristieken van de constructieve onderdelen (met en zonder corrosie en in relatie tot de toepassing van openingen in de constructie). Indien nodig met uitsplitsing naar secties binnen het te verbeteren traject waar afzonderlijke dimensionering nodig is.
- Onderbouwing keuze maatgevende dwarsdoorsnede voor een of meer secties binnen het te verbeteren traject: een vergelijking van de beschikbare dwarsdoorsneden binnen het dijktraject in grafiekvorm en een onderbouwing van welke dwarsdoorsnede bij het ontwerp is toegepast.
- Rapportage van beschikbaar grondonderzoek in kruin, buitendijks en binnendijks en een onderbouwing van het gekozen grondonderzoek dat bij het ontwerp is toegepast, inclusief een onderbouwing van de keuze van de volumieke gewichten van de grondlagen onder en naast de dijk. Het is wenselijk dat het beschikbare grondonderzoek als bijlagen in de rapportage worden weergegeven.
 - een tabel met daarin aangegeven de laagopbouw en de aangehouden eigenschappen per grondlaag
 - dit geldt zowel onder als naast de dijk
 - voor alle grondsoorten (inclusief het dijksmateriaal): de afleiding van de verschillende materiaalparameters voor de *PLAXIS*-analyses uit het grondonderzoek
- Onderbouwing waterspanningsschematisering, o.a. bepaling van verhanglijnen, grenspotentiaal e.d.
- Rapportage van de onderbouwing van het vergelijken van de stabiliteit van de groene dijk met zowel D-Stability als *PLAXIS* (dit betreft een vergelijking van de glijvlakken en de berekende schadefactoren, zie ook hoofdstuk 5 van de PPE).
- De bepaling van de schadefactor en een overzicht van de verder toegepaste partiële factoren.
- Onderbouwing van de gekozen scenario's en de daarmee berekende schematiseringsfactor voor zowel de geotechnische stabiliteit als voor de verschillende snedekrachten en -momenten.
- Rapportage en onderbouwing van kunstgrepen die noodzakelijk zijn om niet-relevante glijvlakken te blokkeren. Bij het inzichtelijk maken van deze gegevens kan hier rekening mee worden gehouden bij een review.
- Rapportage van de verschillende ontwerpcontroles conform de PPL op basis van de met *PLAXIS* berekende resultaten.

- Rapportage van de resultaten van de *PLAXIS*-berekeningen, waarbij geotechnische stabiliteit, constructieve sterkte en de vervormingen alle worden behandeld. Het is o.a. wenselijk dat er grafieken en/of tabellen worden gepresenteerd met de resultaten van de analyses (bijv. maximale snedekrachten per rekenfase, maar ook momenten en dwarskrachten lijnen e.d.) en dat inzichtelijk wordt gemaakt aan welke criteria er getoetst wordt. In de rapportage zou het volgende kunnen worden gevraagd.
 - naam uitvoerder van de toetsing (organisatie, persoon);
 - naam EEM-rekenpakket en versienummer;
 - figuur met het elementennet (initiële situatie) en geometrische randvoorwaarden; opgave van het aantal en type elementen;
 - motivatie voor de gekozen meshafmetingen, meshfijnheid, gekozen materiaalmodel met parameters; eigenschappen van de constructieve elementen en interfaces;
 - figuren met de de ingevoerde freatische lijnen en waterspanningen voor alle verschillende situaties;
 - overzicht van de ingevoerde materiaaleigenschappen;
 - figuren met het verloop van de waterspanningen na elke verandering van het hydraulische regime;
 - figuur met de effectieve spanningstoestand juist vóór en na hoogwater;
 - figuur met de totale verplaatsingen in de doorsnede (fase 4b, fase 5 en fase 6, zie ook de PPE);
 - figuur met verplaatsingen van de constructieve elementen (fase 4b, fase 5 en fase 6, zie de PPE);
 - tabel met resultaten uit de *PLAXIS*-berekening met de maximale waarden in de (on)verankerde wandconstructie (fase 5), zoals buigend moment, normaalkracht, dwarskracht;
 - tabel met resultaten van de rekenfaseringen die betrekking hebben op de vaststelling van de ankerkrachten (ankerkracht na bodemdaling fase 3a, berekende toename ankerkracht door bodemdaling (invoerwaarde *PLAXIS* via prestress in fase 3b) en totale ankerkracht (fase 5);
 - berekening met invoergegevens en resultaten van de vaststelling van de toename van de ankerkracht (conform § B.1.3);
 - tabel met resultaten uit de *PLAXIS*-berekening, zoals de maximale waarden in de wandconstructie (fase 5): de snedekrachten: buigend moment, normaalkracht, dwarskracht en de maximale zakking van de damwand N_{max} in de damwand na rekenstap 5;
 - figuur met de schuifspanningen na de sterkte-reductiefasen t.b.v. de glijvlakbepaling (voor de ongedraineerde fasen 5 en 6);
 - grafiek met de stabiliteitsfactor $\sum M_{SF}$, uitgezet tegen de verplaatsingen ter plaatse van de binnenkruin (fase 6, voor de ongedraineerde sterkte-reductiefase);
 - oorza(a)k(en) van eventuele rekenproblemen en remedies;
 - verslag van controles op randeffecten conform § 3.5.7 van de PPE en van controle op rekennauwkeurigheid conform § 3.6.2 van de PPE.

Naast het rapport en het eventueel extra uitgevoerde grondonderzoek wordt aanbevolen om van de ON ook te eisen dat hij de invoer- en uitvoerbestanden levert voor zowel D-Stability (groene dijk) als *PLAXIS* (groene dijk en constructief versterkte dijk). Daarbij moet men zich wel realiseren dat de verwachte bruikbaarheid van de rekenbestanden zich niet zal uitstrekken tot de gehele levensduur van de constructief versterkte dijk. Daarom moet de rapportage zelf voldoende gedetailleerd zijn.

D.4 Uitvoering

D.4.1 Inleiding

Hier volgt een overzicht van voor stabiliteitverhogende constructies specifieke uitvoeringsaspecten. Deze aspecten moeten al in een ontwerp worden meegewogen bij de keuze voor een bepaald type stabiliteitverhogende constructie. Het overzicht is niet compleet: elk project moet een locatiespecifieke aanvulling krijgen.

D.4.2 Geotechnische uitvoeringsaspecten

Specifiek voor een stabiliteitverhogende constructies in een waterkering zijn de volgende geotechnische aspecten van belang.

- Bij langsconstructies die heidend of trillend worden geïnstalleerd dient rekening te worden gehouden met directe¹⁷ en/of indirecte¹⁸ schade aan belendingen door trillingen. Hiervoor wordt verwezen naar de wetgeving over trillingshinder voor constructies (SBRCURnet, 2017). Als het toelaatbaar is om hiervan af te wijken, moet dit specifiek worden aangegeven.
- Bij de typen die heidend of trillend worden geïnstalleerd dient ook rekening te worden gehouden met de trillingshinder die personen door het installatieproces ondervinden. Hiervoor wordt verwezen naar SBR, 2006b.
- Met het oog op de omgevingsbeïnvloeding door het installeren van diepwanden, palenwanden of dijkdeuvels moeten aan de vervormingen grenswaarden worden gesteld.

D.4.3 Constructieve uitvoeringsaspecten

Voor aspecten die van belang zijn tijdens de uitvoering van stabiliteitverhogende langsconstructies wordt verwezen naar de hoofdstukken 7 en 8. Daarnaast wordt aanbevolen om aandacht te besteden aan het volgende:

- Bij het realiseren van openingen in de wand is het van belang dat er – ook in de open ruimte tussen de wanden – een doorlopende gording (eventueel in combinatie met een betonnen deksloof) wordt aangebracht die, in geval van lokaal slechtere condities of slechtere planken, een goede herverdeling van krachten kan realiseren.

De gording dient bij voorkeur als een drukverbinding aan de polderzijde van de wand te worden bevestigd, zie Figuur 5.6.

De noodzaak tot het realiseren van openingen in de doorlopende damwandconstructie is gebaseerd op analytische modellen. Bij afwezigheid van bebouwing of andere kwetsbare objecten in de waterkering, verdient het altijd de voorkeur een doorlopende damwand te realiseren als dat mogelijk is. De invloed van het realiseren van openingen in de doorlopende damwandconstructie op de eigenschappen van de damwand is tot op heden alleen theoretisch beschouwd.

D.4.4 Geohydrologische aspecten

Specifiek voor een in de grond ingebedde grondkering als stabiliteitsscherm in een waterkering is het volgende van belang.

- In het ontwerp van de stabiliteitverhogende constructie dient rekening te worden gehouden met een eventuele verandering die het installeren van de constructie teweegbrengt in de geohydrologische situatie (dagelijkse omstandigheden) in de waterkering.

D.4.5 Uitvoeringstechnische aspecten

Daarnaast zijn specifiek voor verankerde constructies de volgende uitvoeringstechnische aspecten van belang.

- Grenswaarden (en eventuele interventiewaarden) bij bebouwing (en andere niet-waterkerende objecten) i.v.m. trillingen, verzakkingen, vervormingen) ter voorkoming van schade.
- Tijdens de uitvoering dient de daadwerkelijke houdkracht van de ankers met controle- en langeduurproeven te worden gecontroleerd; hiervoor wordt verwezen naar § 7.5.2.3.

¹⁷ Invloed van de trillingen op de constructie van belendingen.

¹⁸ Invloed van zettingen en zettingsverschillen veroorzaakt door de trillingen op de constructie van belendingen.



E Voorbeeldberekening gording

ingenieursbureau concretio

rotterdamseweg 68 3332 ak zwijndrecht
telefoon 078-6122311 www.concretio.nl

werk: ppl/ damwandconstructies in dijkversterkingen
berekening gordingen onverankerde doorgaande damwanden

versie 1.2.1

toegepast staal S 355 vloeigrens $f_s = 355$ N/mm² $E_d = 210.000$ N/mm²
afroesting 1,5 mm rondom statische waarden na afroesting benaderd
literatuur: Hetényi: Beams on elastic foundation. De damwand wordt horizontaal door de grond gesteund.
k is de horizontale veerwaarde (beddingsconstante) $k_{min} = 1.000$ kN/m² $q = y \times k$ resp $\partial \times k$

In dit stuk wordt een eenvoudige berekening opgesteld voor een gording bij een onverankerde damwand.
Uitgangspunt is een berekende kopverplaatsing van 0,20 m en een initieel verplaatsingsverschil van 50%
daarvan: (zie tekening) $2y = 50\% \times 0,20 = 0,10$ m of $0,04 \times \Delta l_{hor}$ (golflengte, zie tekening)

schema damwand en belastingen

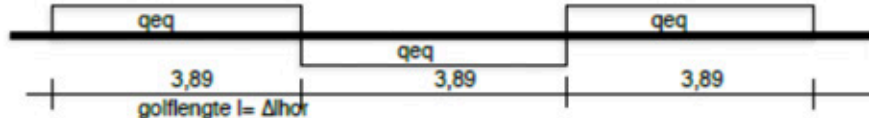
bovenaanzicht damwand; aanname initiële verplaatsing zonder gording



bovenaanzicht damwand; aanname eindverplaatsing met gording, waarbij $\partial = y/2$



belasting

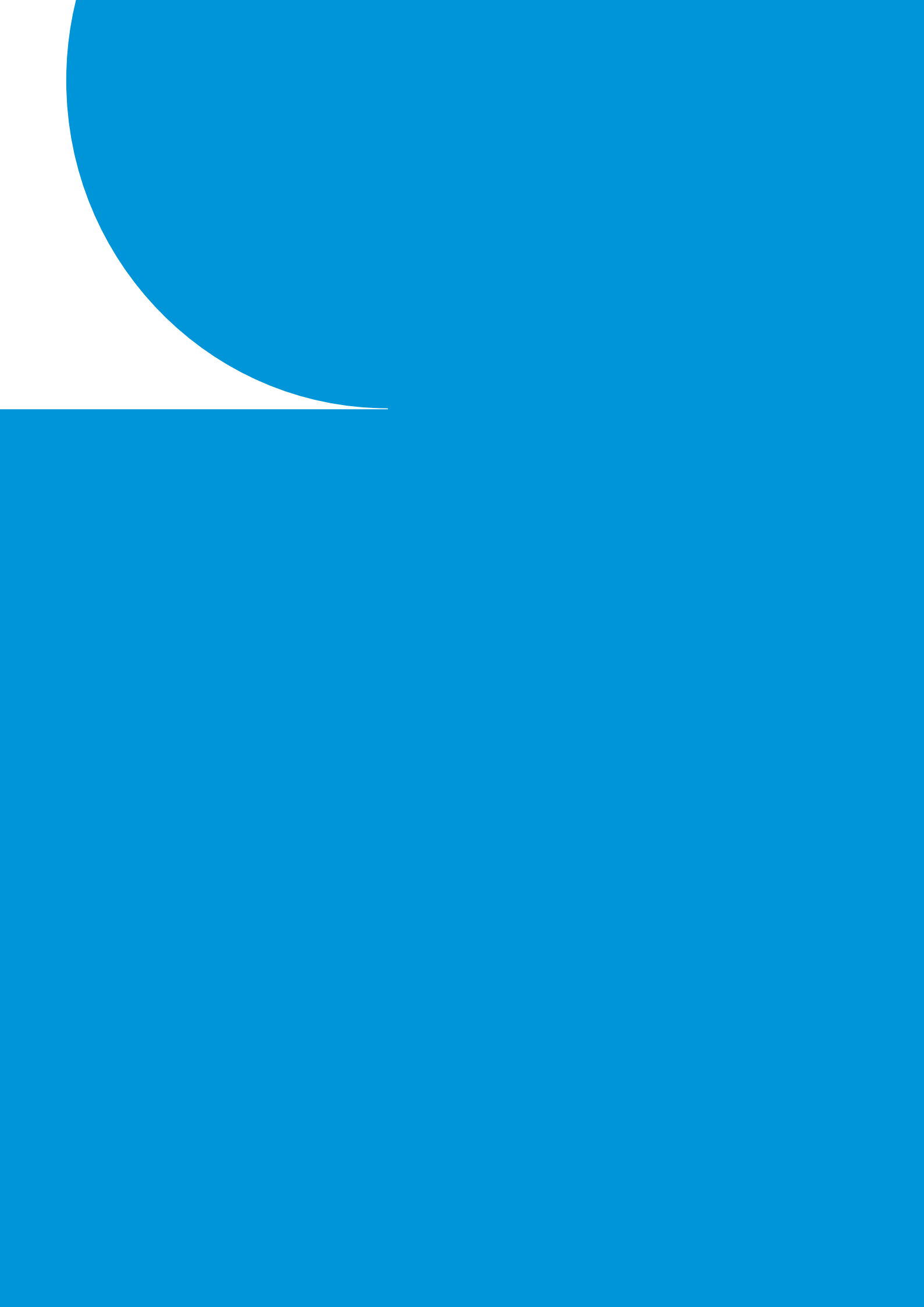


De kop van de damwand zal onder invloed van horizontale belastingen haaks op de damwand verplaatsen. De verplaatsing zal door verschil in grondstijfeden ongelijk zijn. Uitgangspunt is een initieel verschil in uitbuiging zonder gording van $2y$. De gording wordt gedimensioneerd op een horizontale belasting bij een uitbuiging $\partial = y/2$. Hierdoor worden de verplaatsingen gehalveerd. Uitgangspunt is een rechte gording na plaatsing van de damwanden.

uitwerking $q_{max} = \partial \times k = 1.000 \partial$ kN/m 4e-graads kromme
De uitbuiging met gording vindt plaats volgens een 4e-graads kromme. Ter vereenvoudiging wordt een lineaire uitbuiging van $0,75\partial$ aangenomen, waarbij bij benadering dezelfde momenten optreden.
belastingsschema, zie boven: $q_{eq} = 0,75 q_{max} = 750 \partial$ kN/m gelijkmatig verdeeld
stel gording HEB 140 $I_y / W_y \approx 1.066$ cm⁴ 152 cm³ $E_I = 2.239$ kNm²
opneembaar moment $M_{du} = 54$ kNm
De algemene doorbuigingsformule is: $\partial = 5/384 q \times l^4 / E_I$, waarin l is de golf- of veldlengte.
 $\partial = 5/384 q \times l^4 / E_I = 0,013 \times 750 \partial \times l^4 / 2239 = 0,004 \partial \times l^4 = \partial \times l^4 / 229$
Hieruit volgt de golflengte $l = 3,89$ m
Moment $M_d = q_{eq} \times 3,89^2 / 8 = 1,9 q$ kNm $\leq M_{du} = 54$ kNm
 $q_{eq} = 54 / 1,9 = 29$ kN/m $\partial = 0,038$ m
opneembaar initieel verplaatsingsverschil $2y = 4\partial = 0,15$ m $> 0,10$ m voldoet
Opneembaar initieel verplaatsingsverschil per eenheid van lengte $0,15 / 3,89 \times 100 = 4$ cm/m.
NB: Bij zwaardere gordingen neemt de golflengte en het opneembare verplaatsingsverschil toe.

Conclusie: Een gording HE 140B met staalkwaliteit S355 voldoet voor een onverankerde damwand.

17-057A gording onver dmw v1.2.1.xls.1



F Berekening 2e orde-momenten

Omdat een niet-horizontaal verankerde wand zowel op buiging als op normaalkracht wordt belast, moet deze op knik of 2^e orde-momenten worden gecontroleerd. Bij de kniktoets dient te worden uitgegaan van de NEN-EN1993-5 (NEN, 2012b). Daarin wordt gesteld dat 2^e orde-effecten verwaarloosbaar zijn indien de rekenwaarde van de normaalkracht ($N_{s;d}$) kleiner is dan 4% van de rekenwaarde van de knikkracht (N_{knik}). Deze controle is conservatief, omdat verankerde stabiliteitsschermen in waterkeringen minder knikgevoelig zijn dan bouwkuipwanden, vanwege de inbedding in de grond.

Wanneer 2^e orde-effecten op buigende momenten niet mogen worden verwaarloosd, is het mogelijk om deze te bepalen met hulp van een geometrisch niet-lineaire EEM-analyse (Updated Mesh).

Conform § 5.2.3 van de NEN-EN1993-5 is een geometrisch niet-lineaire rekenmethode alleen toepasbaar voor een klasse 1, 2 of 3 damwand.

Om labiel evenwicht in de geometrisch niet-lineaire berekening uit te sluiten verdient het verder aanbeveling om te controleren of de maximale horizontale verplaatsing door uitbuiging tijdens de berekening van het 2^e orde-moment in ieder geval groter is dan 0,2% van de kniklengte (l_{knik}).

De in de NEN-EN1993-5 voorgeschreven initiële imperfectie van de wand kan in een EEM-berekening niet eenvoudig worden gemodelleerd. Als eenvoudig alternatief is het toelaatbaar om bij de spanningscontrole een additioneel moment ΔM_{ini} toe te passen, zolang de rekenwaarde van de normaalkracht beperkt blijft tot maximaal 20 % van de rekenwaarde van de knikkracht.

$$\Delta M_{ini} \approx 0,005 \cdot N_{s;d} \cdot l_{knik} \text{ zolang } N_{s;d} \leq 0,2 \cdot N_{knik}$$

waarin:

ΔM_{ini} het additioneel in rekening te brengen moment vanwege initiële imperfectie [kNm per meter constructie]

l_{knik} de kniklengte volgens de Eurocode. Een conservatieve waarde daarvoor is de afstand tussen de ankerbevestiging en de teen [m]

$N_{s;d}$ de rekenwaarde voor de normaalkracht in de damwand [kN per meter constructie].

Conform § 5.2.3 van de NEN-EN1993-5 moet bij de spanningscontrole (in deze PPL op basis van het elastisch weerstandsmoment) ten slotte gebruik worden gemaakt van de additionele partiële materiaal factor $\gamma_{MI} = 1,1$, die aan geometrische instabiliteit is gerelateerd. Zie ten slotte het achtergronddocument (Deltares, 2020a) voor meer achtergronden en voor voorbeeldsgewijze toepassing.



G ENW-advies



College van dijkgraaf en heemraden
van Waterschap Rivierenland
Postbus 599
4000 AN Tiel

Onderwerp: Stabiliteitsverhogende langsconstructies (PPL)
Datum: 12 december 2019
Bijlagen: 1
Afschrift aan: DGWB, Heij,
WSRL, Jongmans, Schepers

Ons kenmerk: 19-09
Uw kenmerk: 2018142170/2018142370
Contactpersoon: ir. M. Hazelhoff
Functie: Coördinator ENW
E-mail: marieke.hazelhoff@rws.nl
Telefoon: 06-46935746

Geacht College,

Vanuit de POV Macrostabieleit (POVM) is door een expertteam gewerkt aan het opstellen van een publicatie voor het beoordelen, ontwerpen, aanleggen, beheren en onderhouden van een aantal typen stabiliteitsverhogende langsconstructies in en nabij waterkeringen. De publicatie is gereviewd door onafhankelijke experts en het commentaar is vervolgens besproken in een brede klankbordgroep.

In uw brief met kenmerk 2018142170/2018142370 vraagt u het ENW advies uit te brengen over de POVM-publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies (PPL). Het voorliggende advies heeft betrekking op versie 1.1 van oktober 2019.

Algemene indruk

De algemene indruk is positief. Het is een omvangrijke publicatie met een goede en gestructureerde opbouw. Alle relevante onderwerpen worden behandeld, zowel algemeen van aard als per type langsconstructie. Daarnaast is het ENW zeer positief over de verwerking van de opmerkingen en aandachtspunten die de bespreking van een eerdere versie van de publicatie op 7 december 2018 zijn gemaakt.

De publicatie besteedt aandacht aan beheer en onderhoud, monitoring en toekomstige adaptatie. Om de beheerder duidelijke handvatten te bieden op het gebied van monitoring is het nuttig om daarover in de toekomst meer concrete inhoudelijke informatie op te nemen.

De kwaliteitsborging ziet er grondig uit en er is gewerkt met een uitgebreide klankbordgroep. Een goede toevoeging zou nog kunnen zijn om inzicht te geven in hoeverre er ook een reflectie is geweest met ontwerp- en uitvoeringservaringen van eerder uitgevoerde projecten.

Conclusie

Het document beschrijft de actuele kennis over stabiliteitsverhogende langsconstructies in waterkeringen. Deze publicatie is een belangrijk document en kan in uitvoeringsprojecten bepalend zijn in de keuze voor constructieve versterkingsmogelijkheden van dijken. Daarmee zijn de resultaten van grote invloed op de bouwkosten en bouwplanning. Er is veel waardering voor het verrichte werk. Samen met de Publicatie Eindige Elementen Methode (PPE) worden dit de documenten voor de onderbouwing voor het toepassen van langsconstructies en het ontwerp daarvan.



Voor dit type van dijkversterkende maatregelen geldt daarmee dat het toepassen van deze publicatie de voorkeur heeft boven de 'Ontwerphandleiding stabiliteitschermen 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 'Toepassing van de eindige elementen methode binnen het ontwerp' (PPE). In deze PPE wordt de rekenmethode 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 volgende versie. Ook bevat de PPL nog enkele kennisvragen, waarvoor in de toekomst nader onderzoek tot aanscherping zou kunnen leiden.

Het ENW wordt advies gevraagd over de volgende onderdelen:

1. 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?
2. 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?
3. Is in voldoende mate aangegeven hoe in de aansluiting op OI en WBI en de vigerende technische leidraden is voorzien?
4. 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:

5. 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.



Reactie op de vraagstelling

1. *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 bedoeld op de oude beleidsregel van de Provincie Zuid-Holland dat 'enkelvoudig staaf 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.

2. *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.

3. *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 gericht aan de complexe EEM.



Het ENW ziet nog verbeteringen mogelijk bij de aansluiting met de Eurocodes. Een stabiliteitsverhogende damwand is een bouwwerk waar het Bouwbesluit voorsluit eisen aan verbindt die zijn uitgewerkt in de Eurocodes. Rijkswaterstaat onderzoekt de mogelijkheden om wat de hoogwaterkerende functie betreft, alleen te verifiëren op basis van de Waterwet. Het ENW adviseert om hierover in overleg met Rijkswaterstaat te gaan en indien nodig de publicatie aan te passen aan deze ontwikkeling.

5. *Kan het ENW in het advies ook expliciet aangeven in hoeverre de PPL mag worden gezien als de formele opvolger van de OSPW?*

Het ENW acht deze publicatie een goede opvolger van de OSPW. Het ENW wil het gebruik aanmoedigen en benadrukt dat het delen van ervaringen belangrijk is voor de doorontwikkeling van de PPL.



Colofon

Deze publicatie is opgesteld in opdracht van

POV Macrostabieliteit, onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma

Trekker van de POV Macrostabieliteit

Waterschap Rivierenland
Postbus 599
4000 AN Tiel
(0344) 64 90 90

Auteurs

Helle Larsen (Deltares, projectleider)
Rob van der Sman (DHV Haskoning)
Vasco Veenbergen (ABT)
Hans Verbraken (Besix)

Redactie

Lijn43

Vormgeving

mariëtte jongen vormgeving

ISBN/EAN: 978-90-829248-2-4

© POV Macrostabieliteit, 2020

Aansprakelijkheid

De POV Macrostabieliteit 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 Macrostabieliteit 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 Macrostablieit, onderdeel van het
Hoogwaterbeschermingsprogramma

Trekker van de POV Macrostablieit
Waterschap Rivierenland
Postbus 599
4000 AN Tiel
(0344) 64 90 90