



Handreiking Uitvoeringsstabiliteit tijdens dijkversterkingen

COLOFON

Titel	Handreiking Uitvoeringsstabiliteit tijdens dijkversterkingen
Opdrachtgever	HWBP De Innovatieversneller
Auteur(s)	Anne Bäcker, Werner Halter, Mark van der Krogt, Arend Pool, Ben Rijnveld
Foto omslag	Dijkversterking Tiel-Waardenburg
Kenmerk	6423-238704-R01
Inhoudelijke kwaliteitsborging	Jan Blinde, Richard de Jager, Thom Olsthoorn, Albert Wiggers
Datum	16 februari 2024
Status	Definitief

Inhoudsopgave

1.	Inleiding	1
1.1	Aanleiding	1
1.2	Doel van het document	1
1.3	Scope	2
1.4	Proces	2
1.5	Extern reviewteam	2
1.6	Leeswijzer	2
2.	Uitvoeringsstabiliteit in het ontwerpproces	4
2.1	Verkenningfase	4
2.2	Planuitwerkingsfase	4
2.3	Realisatiefase	5
2.4	Beheer- en onderhoudsfase	6
2.5	Samenvatting	6
3.	Stabiliteitseisen tijdens uitvoering	8
3.1	Inleiding	8
3.2	Relevante verschillen analyse uitvoeringsstabiliteit en eindsituatie	10
3.3	Macrostabiliteit Binnenwaarts (STBI)	10
3.3.1	Eenvoudige methode	10
3.3.2	Gedetailleerde methode	13
3.4	Macrostabiliteit Buitenwaarts (STBU)	15
3.4.1	Eenvoudige methode	15
3.4.2	Gedetailleerde methode	15
3.5	Stabiliteitseis 4 jaar na oplevering	17
3.6	Stabiliteitseis in relatie tot niet-hoogwater gerelateerde belastingsituaties	18
3.7	Stabiliteitseisen in relatie tot de maakbaarheid	18
3.8	Stabiliteitseisen in relatie tot andere functies dan waterkeren	21
4.	Omgang met het gesloten seizoen	22
4.1	Inleiding	22
4.2	Achtergrond 'gesloten' seizoen	22
4.3	Specifieke aspecten per dijktipe	23
4.3.1	Zeedijken	24
4.3.2	Meerdijken	24
4.3.3	Dijk in bovenrivierengebied	24
4.3.4	Dijk in benedenrivierengebied	25
4.3.5	Boezemkades	25
4.4	Aandachtspunten voor grondwerk en uitvoeringsstabiliteit tijdens het gesloten seizoen	26

5.	Analyseren uitvoeringsstabiliteit	28
5.1	Inleiding	28
5.2	Uitvoeringstoleranties en uitvoeringsbegeleiding	28
5.3	Ophoogfasering	29
5.3.1	Aanpak	29
5.3.2	Aandachtpunten	31
5.3.3	Getallenvoorbeeld bepalen ophoogfasering	32
5.4	Kraanstabiliteit	33
5.4.1	Statische veiligheid opstelplaats (funderingsstabiliteit)	34
5.4.2	Macrostabiliteit	34
5.5	Risicoanalyse trillingseffecten	35
5.5.1	Stabiliteitsverlies door wateroverspanningen	35
5.5.2	Vervormingen door versnellingsbelasting	37
6.	Stabiliteitsverhogende maatregelen	39
6.1	Maatregelen in het uitvoeringsontwerp	39
6.1.1	Maatregelen ter reductie van wateroverspanningen	39
6.1.2	Maatregelen ter reductie van belastingen	40
6.1.3	Maatregelen ter vergroting van de weerstand in het glijvlak of de passieve weerstand	40
6.1.4	Maatregelen ter verhoging van de lokale stabiliteit	41
6.2	(Nood)maatregelen in een hoogwateractieplan	41
7.	Geotechnische monitoring grondophogingen	43
7.1	Inleiding	43
7.2	Monitoringsstrategie	44
7.3	Monitoringsplan	44
7.4	Waterspanningsmeters	45
7.4.1	Wat zijn waterspanningsmeters?	45
7.4.2	Meetdoelen waterspanningsmeters	47
7.4.3	Meet- en verzendfrequentie	49
7.4.4	WSM's bij trilwerkzaamheden	49
7.5	Peilbuizen	49
7.6	Trillingsmeters	50
7.7	Zakbaken	50
7.8	Hellingmeetbuizen	51
7.9	Perkoenpalen	51
8.	Beter benutten uitvoeringservaring	52
8.1	Inleiding	52
8.2	Benutten bewezen sterkte tijdens uitvoering	52
8.2.1	Wanneer kansrijk?	53
8.2.2	Hoe en wanneer gebruiken?	54
8.2.3	Benodigde gegevens en aandachtspunten	56
8.3	Benutten daadwerkelijke sterkte ophoogmateriaal	56

9.	Aandachtspunten omgevingsbeïnvloeding en -monitoring	58
9.1	Inleiding	58
9.2	Schademechanismen gerelateerd aan uitvoeringsstabiliteit	59
9.2.1	Aandachtspunten tijdens planvormingsfase	60
9.2.2	Aandachtspunten bij uitwerking ontwerp	60
9.2.3	Aandachtspunten bij uitvoering	61
9.2.4	Aandachtspunten bij monitoring	61
10.	Referenties	63

Appendices

Appendix A Voorbeeld afleiding stabiliteitseis STBI op basis van dijktraject

- A.1 Inleiding
- A.2 Berekende faalkansen voorafgaand aan uitvoering
- A.3 Berekening stabiliteitseis tijdens uitvoering (1 dijkvak)
- A.4 Berekening stabiliteitseis tijdens uitvoering (hele dijktraject)

Appendix B Voorbeeld afleiding stabiliteitseis STBU op basis van dijktraject

- B.1 Inleiding
- B.2 Berekende faalkansen voorafgaand aan uitvoering
- B.3 Berekening stabiliteitseis tijdens uitvoering (hele dijktraject)

Appendix C Voorbeeld afleiding stabiliteitseis STBU op basis van bepaling vervolgcans

- C.1 Inleiding
- C.2 Beschrijving Case
- C.3 Bepaling eis uitvoeringsfase
- C.4 Mogelijke aanscherpingen

1. Inleiding

1.1 Aanleiding

Tijdens een dijkversterking vinden veelal activiteiten plaats die de stabiliteit negatief beïnvloeden. Voorbeelden zijn ophogingen waardoor wateroverspanningen in de ondergrond ontstaan, het installeren van damwanden waardoor trillingen en wateroverspanningen ontstaan en zware belasting op de kruin door bouw materieel. Een te lage stabiliteit kan leiden tot afschuiving van een grondmoot. Een afschuiving is ongewenst, omdat hierdoor de waterkerende functie van de dijk kan worden aangetast en in het ernstigste geval kan leiden tot een dijkdoorbraak. Daarnaast kan het leiden tot ongevallen of schade aan materieel en imagoschade. Het herstellen van een afschuiving is veelal kostbaar en tijdrovend. Als een afschuiving niet goed wordt hersteld, dan blijft er nog lange tijd een zwakke plek in de dijk achter.

De aanpak hoe met de stabiliteitseisen en monitoring tijdens de realisatie van dijkversterkingen wordt omgegaan verschilt tussen projecten substantieel. Uit een door Deltares in februari 2023 uitgevoerde inventarisatie (Deltares, 2023a) blijkt bijvoorbeeld dat bij de dijkversterkingsprojecten Gorinchem - Waardenburg, Markermeerdijken, Wolferen - Sprok en Marken verschillende aanpakken zijn gehanteerd. Het is zelfs zo dat binnen projecten verschillende aanpakken worden gevolgd. Ook de eisen die waterschappen stellen verschillen onderling. De ervaringen die in deze projecten zijn opgedaan, zijn meegenomen om tot een uniforme aanpak te komen, die in deze Handreiking is opgenomen.

Een belangrijke oorzaak van bovengenoemde verschillen tussen projecten is het gebrek aan praktisch bruikbare handreikingen. Er zijn weliswaar meerdere handreikingen beschikbaar die ingaan op uitvoeringsstabiliteit, maar geen daarvan geeft een totaalbeeld. In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies uit 2001 (TAW, 2001) wordt dit onderwerp voor het eerst uitvoerig behandeld voor alle typen dijken, maar dit rapport sluit niet meer aan bij de tegenwoordig gehanteerde veiligheidsfilosofie en normering. In het Handboek Dijkenbouw (Halter et al., 2016) is uitgebreid op uitvoeringsaspecten ingegaan, maar is het onderwerp uitvoeringsstabiliteit slechts beperkt uitgewerkt. Daarna zijn diverse documenten (Adviesteam Dijkontwerp, 2022; CROW, 2022; POV Macro stabiliteit, 2018; Waterschap Rivierenland, 2022) opgesteld die alleen op onderdelen ingaan of niet ingaan op waterkeringen.

1.2 Doel van het document

Het doel van deze handreiking is om kennis over uitvoeringsstabiliteit te bundelen en een uniforme aanpak te bieden om de dijkversterking veilig en efficiënt te kunnen ontwerpen binnen het kader van de overstromingskansbenadering.

1.3 Scope

Deze handreiking gaat specifiek in op macrostabiliteit van grondlichamen tijdens de uitvoeringsfase. Andere aspecten van uitvoeringsveiligheid van dijken worden niet uitgebreid behandeld, zoals erosiebestendigheid tijdens het tijdelijk ontbreken van de bekleding, zettingsvloeiing, dijkbewaking tijdens hoog water en het hoogwater actieplan.

Deze handreiking is bedoeld voor primaire waterkeringen en bijbehorende veiligheidsfilosofie. Elementen zijn echter ook bruikbaar voor regionale waterkeringen.

Er is naar gestreefd om deze handreikingen aan te laten sluiten op al bestaande documenten over uitvoeringsstabiliteit. Waar mogelijk wordt verwezen naar bestaande literatuur.

1.4 Proces

Deze handreiking is opgesteld door dijkspecialisten van Fugro en Deltares in opdracht van Waterschap Rivierenland en is een product van De Innovatieversneller (DIV). DIV maakt deel uit van de Kennis- en Innovatieagenda van het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). DIV stimuleert en versnelt de toepassing en doorwerking van slimme en innovatieve oplossingen in het HWBP.

Voor het delen van ervaringen of het stellen van vragen over deze Handreiking kan gebruik worden gemaakt van het online gebruikersplatform van DIV.

1.5 Extern reviewteam

Om te borgen dat de inhoud van de handreiking breed toepasbaar en gedragen wordt door de sector is een extern reviewteam betrokken. De samenstelling van het reviewteam was als volgt:

- Albert Wiggers, Adviesteam Dijkontwerp.
- Jan Blinde, Adviesteam Dijkontwerp.
- Richard de Jager, Hydronamic Boskalis.
- Thom Olsthoorn, Waterschap Rivierenland

Daarnaast is een review uitgevoerd door het Strategieteam Macrostabiliteit van De Innovatieversneller.

1.6 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt beschreven wat de relevantie van uitvoeringsstabiliteit is in de verschillende ontwerpfases.

In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op de stabiliteitseisen tijdens uitvoering. Uitgelegd wordt hoe de stabiliteitseisen tijdens de uitvoeringsfase kunnen worden bepaald. Onderscheid wordt gemaakt tussen een eenvoudige en een gedetailleerde methode en tussen binnen- en buitenwaartse stabiliteit. Verder wordt beschreven hoe rekening kan worden gehouden met de eisen ten aanzien van andere functies dan waterkeren en de maakbaarheid.

In hoofdstuk 4 wordt de achtergrond van de term “gesloten seizoen” uitgelegd, omdat deze seizoensregulering een veelgebruikt middel is om de uitvoeringsveiligheid te beheersen. Er wordt toegelicht hoe hier mee kan worden omgegaan, zowel in berekeningen als in het veld. Per type dijk wordt uitgelegd in hoeverre seizoenseffecten (rivierafvoeren, stormstatistiek, waterretentie, etc.) en weereffecten (o.a. vorst) van invloed zijn op de eisen die worden gesteld aan uitvoeringsstabiliteit en -fasering.

In hoofdstuk 5 wordt beschreven hoe de analyse van de uitvoeringsstabiliteit aangepakt kan worden. Achtereenvolgens wordt ingegaan op het aspect ophoogfasering, kraanstabieliteit en de invloed van trillingen op de uitvoeringsstabiliteit.

In hoofdstuk 6 worden maatregelen beschreven om de macrostabiliteit tijdens uitvoering te vergroten, zoals verticale drainage, bemaling en tijdelijke steunbermen. Voor- en nadelen van deze methodes worden benoemd.

In hoofdstuk 7 wordt de monitoring van ophoogslagen behandeld. Concrete handvatten (zoals hoeveelheden en specificaties) worden gegeven voor de monitoring van de stabiliteit met zakbaken en waterspanningsmeters. Daarnaast worden relevante rekenmethodes toegelicht.

In hoofdstuk 8 wordt ingegaan op welke wijze kennis uit de uitvoering gebruikt kan worden om het ontwerp te optimaliseren of meerwaarde te creëren tijdens beheer en onderhoud en het ‘updaten’ van de faalkans

In hoofdstuk 9 wordt ingegaan op omgevingsbeïnvloeding. Op hoofdlijnen worden aandachtspunten gegeven om negatieve effecten van een verlaagde stabiliteit tijdens uitvoering op de omgeving te minimaliseren.

2. Uitvoeringsstabiliteit in het ontwerpproces

Om een veilige en efficiënte uitvoering mogelijk te maken, is het van belang dat de uitvoeringsstabiliteit in de verschillende ontwerpfasen voldoende aandacht krijgt. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de relevantie van uitvoeringsstabiliteit in de verschillende ontwerpfases (verkenningfase, planuitwerkingsfase en realisatiefase).

In hoofdstuk 9 wordt specifiek ingegaan op de relevant aspecten in relatie tot omgevingsbeïnvloeding in de verschillende fasen. Voor deze aandachtspunten wordt daarom verwezen naar hoofdstuk 9.

2.1 Verkenningfase

In de verkenningfase vindt de afweging van de Kansrijke Alternatieven plaats en wordt een Voorkeursalternatief gekozen. Bij deze afweging kunnen ook uitvoeringsaspecten relevant zijn. Geadviseerd wordt om te onderzoeken of uitvoeringsaspecten relevant kunnen zijn voor de keuze van het Voorkeursalternatief en deze onderbouwing expliciet te maken en vast te leggen. Als bijvoorbeeld een buitenwaartse versterking in een gebied met slappe ondergrond één van de alternatieven is, kan de stabiliteit en/of zetting van de ondergrond een belangrijke factor zijn in tijd en/of kosten. In dat geval kan het van belang zijn om hier ook in de verkenningfase al aandacht aan te besteden.

Daarnaast kunnen maatregelen om de stabiliteit tijdens uitvoering te vergroten ook een invloed hebben op de berekeningen voor de eindsituatie. Als er bijv. verticale drainage toegepast moet worden, is hiervoor ook een zandbaan benodigd in het dijklichaam of onder de berm. Dit kan effect hebben op de vervolprocessen die in het faalpad op moeten treden welke na een initiële instabiliteit tot overstroming kunnen leiden.

2.2 Planuitwerkingsfase

In de planuitwerkingsfase is het voorkeursalternatief bekend en worden varianten afgewogen. Tevens wordt het benodigd ruimtebeslag en planning vastgelegd en worden kostenramingen opgesteld. Hierbij kunnen uitvoeringsaspecten, zoals uitvoeringsduur, uitvoeringsmethode en fasering een grote invloed hebben. Het is daarom van belang om hier voldoende inzicht in te krijgen in de planstudiefase.

Een belangrijke stap in de planuitwerkingsfase is om te onderzoeken of praktijkproeven tot een doelmatiger ontwerp kunnen leiden. Als er een grote onzekerheid is in het grondgedrag (bijv. ten aanzien van consolidatiesnelheid) kan het risico op vertraging en/of schades tijdens uitvoering beperkt worden door praktijkproeven. Hierbij kan bijv. gedacht worden aan de aanleg van proefterpen. Deze proeven kosten echter ook geld en tijd, waardoor het belangrijk is dat deze tijdig in het ontwerpproces ingepland worden. In veel gevallen is de planuitwerkingsfase de meest logische fase om deze te initiëren, alhoewel er uiteraard ook situaties denkbaar zijn dat dit in de verkenningfase al kan (bijv. als duidelijk is dat er sowieso

grote ophogingen nodig zijn en de onzekerheid groot is) of wanneer dat dit in de realisatiefase nog kan (bijv. als er voldoende ruimte in de planning is om dit in de uitvoeringsfase uit te voeren, waarbij wellicht beter aangesloten kan worden op de uitvoeringsmethodiek van de aannemer). Belangrijk is echter vooral dat dit soort praktijkproeven tijdig worden geïnitieerd en ingepland. Enkele voorbeelden van projecten waar praktijkproeven zijn toegepast in relatie tot de uitvoeringstabyliteit zijn de trilproeven bij Spui Oost en de proefterpen bij de Markermeerdijk.

In bepaalde situaties kan het doelmatig zijn om meer ruimte en/of tijd te reserveren in verband met de uitvoeringstabyliteit dan voor de eindstabyliteit nodig is. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn in gebieden met slappe ondergronden, waar de stabyliteit in de uitvoeringsfase bepalend kan zijn voor het ruimtebeslag en/of planning. Dit kan er namelijk toe leiden dat er in de uitvoeringfase dure en/of complexe en vaak onwenselijke maatregelen (bijv. keerwanden, drainage) nodig zijn in verband met stabyliteit, die met een wat groter ruimtebeslag of meer tijd goedkoper en eenvoudiger (bijv. flauwere taludhellingen, langere wachttijden) opgelost hadden kunnen worden. Daarom is het raadzaam om in de planuitwerkingsfase een maakbaarheidscontrole uit te voeren.

In de planuitwerkingsfase wordt over het algemeen al een monitoringsplan op hoofdlijnen opgesteld, om een indruk te krijgen van de omvang hiervan en (on)mogelijkheden hiervan binnen de risicobeheersing.

Voor het ontwerp voor de eindsituatie worden uitgangspunten gekozen voor de sterkte en het gewicht van ophoogmateriaal. Deze keuzes hebben invloed op de ontwerpvrijheid omtrent dit materiaal en de uitvoeringsmethode in de realisatiefase.

Ook kan er sprake zijn van bouwfasen die ontwerpbepalend zijn. Deze moeten in het Definitief Ontwerp beschouwd worden.

2.3 Realisatiefase

In de realisatiefase wordt het uitvoeringsontwerp uitgewerkt. Hierin wordt de stabyliteit tijdens uitvoering gedetailleerd geanalyseerd en wordt de ophoogfasering bepaald, worden de exacte uitvoeringseisen vastgesteld en wordt een hoogwater actieplan opgesteld. Hierbij is het van belang dat alle relevante bouwfasen worden beschouwd en uitvoeringstoleranties worden meegenomen. Het kan bijvoorbeeld voorkomen dat taluds in de tijdelijke situatie steiler opgezet moeten worden door benodigde ruimte voor bouwwegen of ten gevolge van de zettingscompensatie die aangebracht moet worden.

De wijze en kwaliteit van realisatie is uiteindelijk bepalend voor de daadwerkelijke sterkte van de dijk tijdens uitvoering en in de eindsituatie en daarmee voor de overstromingskans van de waterkering. Naast de intrinsieke eigenschappen van het materiaal wat wordt toegepast (bijv. Atterbergse grenzen, zandgehalte), bepaalt de uitvoeringsmethode (bijv. mate van verdichting, verdichtingsmethode, mengmethode) voor een groot deel de daadwerkelijk sterkte van het ophoogmateriaal. Als er bijvoorbeeld zand door de klei wordt gemengd,

vanwege een tekort aan klei, waarbij precies wordt voldaan aan de eisen ten aanzien van zandgehalte, bepaalt de wijze van menging in grote mate de uiteindelijke sterkte. Dit betreft zowel de erosiesterkte (relevant voor vervolgprocessen), maar ook de schuifsterkte (gedraineerd versus ongedraineerd gedrag). Ook de verdichting en de ruwheid van de aansluiting tussen verschillende ophooglagen en tussen het natuurlijke materiaal en het ophoogmateriaal (inkassingen, opschonen waterbodems etc.) zijn bepalend voor de uiteindelijke sterkte en stabiliteit. Kwaliteitscontroles tijdens de Realisatiefase zijn daarom zeer belangrijk om te verifiëren of de sterkte uit het ontwerp ook daadwerkelijk gerealiseerd wordt.

In de realisatiefase is er een belangrijke koppeling tussen de predicties/inschattingen die in het ontwerp zijn gedaan en de controle hiervan, bijv. door monitoring en kwaliteitscontroles, en waar nodig het bijsturen op basis van deze controles. Hierbij is een belangrijke rol voor de uitvoeringsbegeleiding (ook wel site engineering genoemd) weggelegd.

2.4 Beheer- en onderhoudsfase

Alhoewel de beheer en onderhoudsfase geen onderdeel is van de ontwerpfase, zijn er wel een aantal aspecten in relatie tot de uitvoeringsstabiliteit die relevant zijn in de beheer- en onderhoudsfase.

Ook bij zorgvuldige uitvoering kunnen tijdens de Realisatiefase afschuivingen optreden. Deze kans neemt toe naarmate de omvang van het project toeneemt. Het is van groot belang dat afschuivingen zorgvuldig worden hersteld. Dit leidt in veel gevallen tot een afwijkend ontwerp (geometrie, laagopbouw etc.), maar is ook een indicatie dat dit een zwakkere plek in de ondergrond is. Daarom is het van belang dat de relevante informatie (zoals locatie, wijze van herstel, bodemgesteldheid etc.) wordt vastgelegd, zodat deze locaties in de beheer- en onderhoudsfase bekend zijn en extra gemonitord kunnen worden.

In de eerste 4 jaar na oplevering is de dijk over het algemeen nog niet volledig op sterkte, zie ook paragraaf 3.5. Met name bij nieuwe dijken of grote asverschuivingen in combinatie met speciale belastingen die in deze periode kunnen optreden (bijv. zwaar transport of zandzakken bij hoogwater) is dit een belangrijk aspect om rekening mee te houden in de beheer- en onderhoudsfase. Bij opleveren en overdragen is het van belang dat het project aan de beheerorganisatie meegeeft wat de restrisico's zijn en welke beheer(s)maatregelen (bijvoorbeeld via een Beheer- en Onderhoudsplan) in deze periode nodig zijn.

2.5 Samenvatting

In Tabel 2.1 zijn de relevante aandachtspunten in de verschillende ontwerpfasen in relatie tot de uitvoeringsstabiliteit samengevat.

Tabel 2.1: Relevante aandachtspunten in de verschillende ontwerpfasen i.r.t. uitvoeringsstabiliteit

Verkenningfase	Planuitwerkingsfase	Uitvoeringsfase	Beheer- en onderhoudsfase
Controle of/welke uitvoeringsaspecten bepalend zijn in afweging kansrijke alternatieven	Bepalen nut/noodzaak praktijkproeven	Bepalen ophoogfasering	Monitoring bekende zwakke plekken die tijdens realisatie zijn geconstateerd
Controle of/welke uitvoeringsaspecten van invloed zijn op ontwerp eindsituatie	Bepalen impact uitvoeringsaspecten op ruimtebeslag, planning en kosten	Opstellen hoogwateractieplan	Waterkering is eerste 4 jaar na oplevering nog niet op normsterkte
'Meenemen' benodigd grondonderzoek uitvoeringsfase	Opstellen indicatief monitoringsplan	Analyseren relevante bouwfasen	
Omgevingsbeïnvloeding, zie hfst. 9	Bepalen (bandbreedte) ontwerpparameters dijksmateriaal	Opstellen keuringsplannen	
	Beschouwen ontwerpbepalende bouwfasen	Tolerantie analyse en uitvoeringsbegeleiding	
	Omgevingsbeïnvloeding, zie hfst 9	Omgevingsbeïnvloeding, zie hfst. 9	

3.2 Relevante verschillen analyse uitvoeringsstabiliteit en eindsituatie

Bij het analyseren van de stabiliteit tijdens de uitvoering zijn een aantal verschillen met het analyseren van de stabiliteit na oplevering (eindstabiliteit) relevant. Deze zijn samengevat in Tabel 3.1. Deze verschillen hebben zowel invloed op de stabiliteitseis, als op de sterkte en belastingen.

Tabel 3.1: Verschillen stabiliteitsanalyses uitvoeringsfase en eindsituatie

Uitvoeringsfase	Eindsituatie
Bouwbelastingen (bouwmaterieel, materiaalopslag etc.)	Gebruiksbelastingen (verkeer, onderhoudsvoertuigen etc.)
Wateroverspanningen door ophogingen	Sterkte-ontwikkeling door consolidatie en 'aging' en degradatie door veroudering (bijv. veenoxidatie)
Veel materiaal en materieel beschikbaar voor (provisorisch) herstel	Materieel en materiaal reserveren voor (provisorisch) herstel
Dreigende afschuivingen worden snel gesignaleerd door aanwezigheid aannemer en monitoring.	Dreigende afschuivingen worden veelal met vertraging gesignaleerd door passanten, inspectie of dijkwacht.
Werkzaamheden vinden plaats over beperkte tijdsduur of beperkte dijkstrekking, waardoor tijdelijke of lokale maatregelen mogelijk zijn om stabiliteit te verhogen	Tijdelijke of lokale maatregelen vaak niet effectief
Tijdens (dreigend) hoog water kunnen stabiliteitsbedreigende werkzaamheden worden gestaakt	Tijdens hoog water kan verkeer over de dijk worden geweerd.
Door werkzaamheden uit te voeren in bepaald seizoen kan gebruik worden gemaakt van hogere sterkte ten gevolge van bijvoorbeeld zuigspanningen	Er moet rekening worden gehouden met meer onzekerheid omtrent het optreden van fluctuaties in de sterkte tijdens de ontwerplevensduur
Hydraulische belastingen worden niet substantieel beïnvloed door klimatologische ontwikkelingen en zijn daardoor over het algemeen lager	Hydraulische belastingen worden beïnvloed door klimatologische ontwikkelingen in de ontwerplevensduur en zijn daardoor over het algemeen hoger
Afschuivingen door ophogen relevant in verband met menselijke veiligheid en economische overwegingen (bijv. Eurocode). Afschuivingen door hoogwater vaak acceptabel als deze niet tot overstromen leiden (Omgevingswet). Andere functies kunnen tot aanvullende eisen leiden (bijv. Eurocode).	Afschuivingen door hoogwater vaak acceptabel als deze niet tot overstromen leiden (Omgevingswet). Andere functies kunnen tot aanvullende eisen leiden (bijv. Eurocode).

3.3 Macrostabieliteit Binnenwaarts (STBI)

In deze paragraaf wordt ingegaan op de stabiliteitseisen tijdens uitvoering, waarbij een eenvoudige en een gedetailleerde methode wordt beschreven. Hierbij wordt zowel ingegaan op de veiligheid tijdens uitvoering, als de veiligheid in de 4 jaar na versterken.

3.3.1 Eenvoudige methode

De eenvoudige methode bestaat uit 2 stappen, die in subparagraaf 3.3.1.1 en 3.3.1.2 worden toegelicht. In subparagraaf 3.3.1.3 wordt ingegaan op de omgang met vervolgprocessen.

3.3.1.1 Eenvoudige methode stap 1

In de eenvoudige methode stap 1 wordt geverifieerd of de uitvoeringsstabiliteit voldoet aan de normveiligheid voor de eindsituatie:

$$SF_{\text{uitvoering}} \geq SF_{\text{eis eindsituatie}}$$

Deze aanpak kan passend zijn voor situaties waar de stabiliteit in de situatie voorafgaand aan de werkzaamheden hoger is dan de norm. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn als er geen macrostabiliteitsopgave is, maar er wel een pipingscherm aangebracht moet worden waarvoor (tijdelijk) grond moet worden ontgraven.

3.3.1.2 Eenvoudige methode stap 2

In de tweede stap wordt geverifieerd of de stabiliteitsfactor in de doorsnede-berekening niet afneemt:

$$SF_{\text{uitvoering}} \geq SF_{\text{huidig}}$$

Dit is een aanpak die in diverse projecten gevolgd is en praktisch werkbaar is gebleken (Deltares, 2023a)

Belangrijkste toepassingsvoorwaarde bij deze aanpak is dat de belastingen, schematisatie en glijvlak in de situatie voor versterking en tijdens uitvoering hetzelfde (of vergelijkbaar) zijn. Als dit niet het geval is, bijvoorbeeld doordat voor de analyse van de huidige stabiliteit conservatievere uitgangspunten zijn gehanteerd als voor de analyse van de stabiliteit tijdens uitvoering, leidt dit tot (te) lage stabiliteitsfactoren voorafgaand aan uitvoering en daardoor tot een (te) 'soepele' eis voor de uitvoeringsfase.

Vergelijkbare belastingen

Over het algemeen betekent dit dat voor de maatgevende waterstand in beide analyses het WBN met een zichtjaar uit de beoordeling of tijdens uitvoering wordt gehanteerd en dat de sterkteparameters voor beide analyses hetzelfde zijn. Als bijvoorbeeld voor de bepaling van de stabiliteit tijdens uitvoering uit wordt gegaan van dagelijkse waterstanden en voor de bepaling van de stabiliteit in de huidige situatie van hoogwater, is niet aangetoond dat de stabiliteit niet afneemt, omdat de kans van optreden van de maatgevende belasting niet vergelijkbaar is.

Vergelijkbare schematisatie

Voor de schematisatie van de bodemopbouw, sterkteparameters en waterspanningen dienen dezelfde uitgangspunten te worden gebruikt, waarbij rekening wordt gehouden met wijzigingen ten gevolge van de uitvoeringswerkzaamheden. Als voor de uitvoeringssituatie bijvoorbeeld een gedetailleerdere bodemopbouw wordt geschematiseerd dan voor de situatie voorafgaand aan versterken, kan niet meer onderbouwd worden dat de faalkans niet afneemt, omdat dit mogelijk alleen een modelmatige reden heeft. Daarom moet in dat geval

de gedetailleerdere bodemopbouw ook in de modellering van de huidige situatie worden gehanteerd.

Het kan voorkomen dat voor de analyse van de uitvoeringssituatie een andere sterkteschematisatie (bijvoorbeeld een ander grondsterktemodel) wordt gehanteerd dan voor de eindsituatie. In dat geval is het van belang dat de sterkteschematisatie die in de uitvoeringssituatie wordt toegepast, ook wordt gebruikt voor de bepaling van de stabiliteit in de huidige situatie.

Vergelijkbaar en relevant glijvlak

Het maatgevende glijvlak dat voor de uitvoeringssituatie gevonden wordt, moet vergeleken worden met een glijvlak in de situatie voorafgaand aan versterken dat vergelijkbaar is qua vorm, grootte en doorsneden grondlagen. De reden voor deze voorwaarde kan het beste worden toegelicht aan de hand van een voorbeeld. Als bijvoorbeeld een relatief lage stabiliteit wordt berekend van een ondiep glijvlak, wat sterk beïnvloed wordt door zuigspanningen die niet zijn meegenomen in de stabiliteitsanalyse van de huidige situatie, leidt dit tot een onderschatting van de stabiliteitsfactor. Dit leidt dan dus ook tot een onderschatting van de stabiliteitseis tijdens uitvoering. Als het glijvlak in beide situaties vergelijkbaar is, is deze onderschatting niet relevant, omdat er dan relatief nog steeds een toename van de stabiliteit optreedt. Als het glijvlak tijdens de uitvoeringssituatie niet vergelijkbaar is en bijvoorbeeld veel minder wordt beïnvloed door (de verwaarloosde) zuigspanningen, is de onderschatting van de stabiliteitsfactor kleiner dan in de analyse van de huidige stabiliteit. Hierdoor zou de faalkans toch toe kunnen nemen tijdens de uitvoeringssituatie.

Tevens dient in beide analyses -in het licht van de overstromingskansbenadering- een voldoende groot en vergelijkbaar glijvlak te worden beschouwd, die tot overstroming kan leiden.

3.3.1.3 Omgang met vervolgprocessen

De vereiste stabiliteitsfactor voor het initiële mechanisme Macro stabiliteit, is afhankelijk van de kans dat dusdanige vervolgprocessen optreden dat dit tot een overstroming leidt, zie de Handleiding Overstromingskansanalyse deel 1 (Rijkswaterstaat, 2023). In de eenvoudige methode wordt de vereiste stabiliteitsfactor gebaseerd op de vereiste stabiliteitsfactor in de eindsituatie (stap 1) of op de stabiliteitsfactor voorafgaand aan versterking (stap 2). In beide gevallen moet geverifieerd worden of de vervolgprocessen tijdens de uitvoeringssituatie niet substantieel nadelig beïnvloed worden. Indien dit wel het geval is, moet hier in de afleiding van de stabiliteitseis rekening mee worden gehouden.

Stel dat gebruik wordt gemaakt van de eenvoudige methode stap 2. Als de kans dat vervolgprocessen na een initiële macroinstabiliteit tot een overstroming leiden tijdens uitvoering hoger is dan in de situatie voorafgaand aan versterken, is de vereiste stabiliteitsfactor tijdens uitvoering ook hoger dan de berekende stabiliteitsfactor in de

situatie voorafgaand aan versterken. Om te bepalen hoeveel hoger de vereiste stabiliteitsfactor tijdens uitvoering in dat geval moet zijn, kan gebruik worden gemaakt van de relatie tussen schadefactor en betrouwbaarheidsindex (of faalkans) uit het BOI (Rijkswaterstaat, 2023).

3.3.2 Gedetailleerde methode

Op een aantal aspecten kan de stabiliteitseis tijdens uitvoering aangescherpt worden ten opzichte van de eenvoudige methode. Deze aspecten zijn hieronder nader toegelicht. Of/welke aanscherpingen nuttig zijn, is projectafhankelijk.

Bij de gedetailleerde methode gelden dezelfde toepassingsvoorwaarden als voor de eenvoudige methode stap 2, namelijk dat de belastingen, schematisatie en glijvlak in de situatie vóór versterking en tijdens uitvoering hetzelfde (of vergelijkbaar) moeten zijn.

3.3.2.1 Stabiliteitseis bepalen op basis van dijktraject

Nadeel van de eenvoudige methode is dat voor dijkvakken met een relatief hoge stabiliteitsfactor voorafgaand aan versterken, ook een hoge stabiliteitseis tijdens uitvoering geldt. Hierdoor kan het voor die locaties onnodig lastig zijn om aan de stabiliteitseis tijdens uitvoering te voldoen. Voor deze dijkvakken met een relatief hoge stabiliteit voorafgaand aan versterken, die niet bepalend zijn voor de faalkans van het dijktraject, is het mogelijk om een stabiliteitseis af te leiden op basis van de overstromingskans van het hele dijktraject of deel dijktraject in het projectgebied, die lager is dan de dan de stabiliteitsfactor in de huidige situatie.

Basisgedachte achter deze aanpak is dat een verhoogde instabiliteitskans in een dijkvak niet tot een significante toename van de overstromingskans op trajectniveau hoeft te leiden als het betreffende dijkvak een verwaarloosbare invloed op de faalkans van het dijktraject heeft. Op deze wijze kan een lagere stabiliteitseis worden gehanteerd dan de stabiliteitsfactor voorafgaand aan de uitvoering (eenvoudige methode) voor de vakken met een relatief hoge stabiliteit. Hierbij wordt als uitgangspunt gehanteerd dat de faalkanstoename voor het dijktraject kleiner moet zijn dan 1%. Voor de vakken waar dit niet tot een aanscherping leidt, kan nog steeds de eenvoudige methode worden toegepast.

In Appendix A is voor 2 situaties uitgewerkt hoe deze aanpak praktisch toegepast kan worden:

- Een situatie waarbij slechts in 1 dijkvak uitvoeringswerkzaamheden plaatsvinden;
- Een situatie waarbij het hele dijktraject versterkt wordt.

3.3.2.2 Beheersmaatregelen

Het kan doelmatig zijn om tijdens uitvoering een lagere stabiliteitseis te hanteren, en dit te 'compenseren' door beheersmaatregelen te nemen. Dit betekent dat een lagere stabiliteitseis voor het initiële mechanisme wordt gehanteerd (de kans op het initiële mechanisme neemt toe ten opzichte van de situatie voor uitvoering), maar dat de overstromingskans niet

toeneemt, doordat beheersmaatregelen worden genomen. Belangrijk aandachtspunt is uiteraard dat deze beheersmaatregelen tijdig kunnen worden genomen. In de praktijk is het voor binnenwaartse macrostabiliteit over het algemeen praktisch gezien niet mogelijk om beheersmaatregelen te nemen die pas getroffen worden na het optreden van een initiële hoogwatergedreven instabiliteit. Als er namelijk tijdens het hoogwater instabiliteit optreedt is er weinig responstijd beschikbaar om nog maatregelen te treffen. Daarom wordt dit hier niet verder uitgewerkt. Benadrukt wordt dat er situaties denkbaar zijn waar dit wel mogelijk is. In dat geval kan hier expliciet rekening mee worden gehouden door een conditionele kans op overstromen, gegeven een initiële instabiliteit, in rekening te brengen. Dit kan op een vergelijkbare manier worden gedaan als voor het mechanisme STBU, zie paragraaf 3.4.2.2. Daarnaast zijn in hoofdstuk 6 maatregelen benoemd om de stabiliteit (tijdelijk) te verhogen, dit heeft echter geen effect op de stabiliteitseis.

3.3.2.3 Beperkte uitvoeringsduur

In bepaalde situaties is de uitvoeringduur relatief kort, waardoor deze bijvoorbeeld volledig in het open seizoen kunnen worden uitgevoerd of maar een beperkte duur hebben. In dat geval is het mogelijk om de gunstige effecten hiervan in rekening te brengen. De kans op een hoogwater in bijvoorbeeld 1 maand uitvoeringsduur is korter dan de kans op een hoogwater in 1 jaar (standaard referentieperiode).

Als de werkzaamheden in het open seizoen worden uitgevoerd, kan het effect van lagere extreme waterstanden worden verdisconteerd door uit te gaan van zogenaamde 'zomerstatistiek', zie hoofdstuk 4. Dit leidt met name tot een optimalisatie als de stabiliteit sterk afhankelijk is van de buitenwaterstand. De stabiliteitseis zelf verandert niet, maar de berekende stabiliteitsfactor is wel hoger, wat ertoe kan leiden dat stap 1 van de eenvoudige methode tot een praktische stabiliteitseis tijdens uitvoering leidt.

De kans op een hoogwaterconditie tijdens een beperkte uitvoeringsduur van de werkzaamheden kan worden verdisconteerd, volgens:

$$P(H > h)_{\text{uitvoering}} \approx P(H > h)_{1\text{jaar}} \times T_{\text{uitvoering}}/D$$

Vergelijking 3.1

Waarin:

$P(H > h)_{\text{uitvoering}}$	= Overschrijdingskans van een hoogwater h tijdens uitvoering [-/jaar]
$P(H > h)_{1\text{jaar}}$	= Overschrijdingskans van een hoogwater h tijdens uitvoering op basis van winter-, zomer- of jaarstatistiek [-/jaar]
$T_{\text{uitvoering}}$	= Duur van de uitvoeringswerkzaamheden [d]
D	= Duur van het open- of gesloten seizoen (365 / 2) of 1 jaar (365) [d]

Als de uitvoeringsduur bijvoorbeeld 1 maand bedraagt, betekent dit dat een hoogwater met een ca. 6 maal kortere terugkeertijd kan worden gehanteerd. De stabiliteitseis zelf verandert niet, maar de berekende stabiliteitsfactor is wel hoger, wat er toe kan leiden dat stap 1 van de eenvoudige methode tot een praktische stabiliteitseis tijdens uitvoering leidt. Als er meerdere

werkzaamheden in 1 jaar plaatsvinden, moet uit worden gegaan van de totale duur van de werkzaamheden.

Toepassingsvoorwaarde hierbij is dat de faalkansbijdrage in de andere maanden een orde lager is dan tijdens de uitvoeringsduur en dus niet substantieel bijdraagt aan de overstromingskans in het betreffende jaar ten opzichte van de overstromingskansbijdrage tijdens uitvoering. Indien dit wel het geval is, moet deze faalkansbijdrage verdisconteerd worden in de stabiliteitseis tijdens uitvoering.

3.4 Macrostabiliteit Buitenwaarts (STBU)

De aanpak voor Macrostabiliteit Buitenwaarts is in de basis vergelijkbaar met de aanpak voor Macrostabiliteit Binnenwaarts. Er zijn in de praktijk echter ook een aantal verschillen, waar in deze paragraaf nader op wordt ingegaan.

3.4.1 Eenvoudige methode

De eenvoudige methodes 1 en 2 voor STBU zijn vergelijkbaar als voor STBI. Er gelden ook dezelfde toepassingsvoorwaarden.

Voor STBU wordt standaard rekening gehouden met vervolprocessen, omdat de maatgevende belastingsituatie niet tijdens hoogwater optreedt. Geverifieerd moet worden of de kans en omvang van deze vervolprocessen tijdens de uitvoeringssituatie niet substantieel nadelig beïnvloed worden. Indien dit wel het geval is, moet hier in de afleiding van de stabiliteitseis rekening mee worden gehouden.

In vergelijking met STBI, zal stap 1 van de eenvoudige methode voor STBU in meer gevallen tot een bruikbare aanpak leiden. In veel gevallen (vooral in het bovenrivierengebied) is de stabiliteitseis voor de eindsituatie namelijk al relatief laag. De helling van het buitentalud is in veel gevallen in de eindsituatie flauwer dan vanuit de overstromingskans in de eindsituatie benodigd is, in verband met bijv. andere functies of maakbaarheid.

3.4.2 Gedetailleerde methode

Op een aantal aspecten kan de stabiliteitseis tijdens uitvoering aangescherpt worden ten opzichte van de eenvoudige methode. Deze aspecten zijn hieronder nader uitgewerkt. Of/welke aanscherpingen nuttig zijn is projectafhankelijk.

Bij de gedetailleerde methode gelden dezelfde toepassingsvoorwaarden als voor de eenvoudige methode stap 2.

3.4.2.1 Stabiliteitseis bepalen op basis van dijktraject

Deze aanpak is vergelijkbaar als voor STBI. Belangrijk verschil is dat in de stabiliteitseis voor STBU standaard rekening wordt gehouden met een vervolkans op overstromen, gegeven een initiële afschuiving. In Appendix B is voor één situatie uitgewerkt hoe deze aanpak praktisch toegepast kan worden.

In theorie zou het mogelijk zijn om de berekende faalkans van STBI (ervan uitgaande dat die maatgevend is ten opzichte van buitenwaarts) te gebruiken om de stabiliteitseis voor STBU af te leiden. Belangrijke kanttekening is echter dat het cruciaal is dat de overstromingskans dan realistisch en dus met voldoende nauwkeurigheid is bepaald. Als er namelijk sprake is van een conservatieve bepaling van de faalkans van het dijkvak, leidt dit tot een te soepele eis tijdens uitvoering. Omdat de analyses voor STBI en STBU significant afwijken (andere belastingsituatie, andere glijvlakken etc.) is het overnemen van 'dezelfde' conservatieve uitgangspunten als in de beoordeling niet mogelijk. Daarom wordt afgeraden om de stabiliteitseis voor STBU te bepalen op basis van de berekende faalkans voor STBI.

3.4.2.2 Beheersmaatregelen

Omdat de maatgevende belastingsituatie voor STBU niet direct gerelateerd is aan hoogwater zijn er meer mogelijkheden om beheersmaatregelen te kunnen treffen dan bij STBI. Aangezien STBU een indirect mechanisme is, wordt in het ontwerp van de eindsituatie ook al rekening gehouden met een conditionele kans op overstromen, gegeven een instabiliteit. In het verleden werd hier standaard een waarde van 0,1 voor gehanteerd, terwijl tegenwoordig deze vaker projectspecifiek wordt afgeleid, rekening houdend met de kans dat een tweede hoogwater optreedt binnen de hersteltijd en de kans dat dit tweede hoogwater ook daadwerkelijk tot een overstroming leidt.

Beheersmaatregelen/uitvoeringsaspecten die tot een lagere kans op overstromen, gegeven een initiële afschuiving kunnen leiden zijn bijvoorbeeld:

- Bij een (buitendijkse) versterking wordt over het algemeen de versterking/ophoging eerst aangebracht, voordat de bestaande 'oude' dijk (gedeeltelijk) wordt verwijderd. Tijdens uitvoering is het dijklichaam dus (veel) breder dan in de eindsituatie. Deze extra erosiecapaciteit kan verdisconteerd worden in een lagere kans op overstroming na een initiële afschuiving;
- Tijdens de dijkversterking is materieel en materiaal aanwezig voor de dijkversterking. Hierdoor kan het (in eerste instantie wellicht provisorisch) herstel van een initiële afschuiving sneller uitgevoerd worden. Omdat de belastingsituatie Val na Hoogwater niet plaatsvindt tijdens de Hoogwaterconditie, is er nog tijd voor dergelijke herstelmaatregelen, waar dit bij binnenwaartse stabiliteit niet het geval is.

In Appendix C is een voorbeeld weergegeven hoe de stabiliteitseis voor STBU tijdens uitvoering op deze manier kan worden afgeleid.

3.4.2.3 Beperkte uitvoeringsduur

Het effect van een beperkte uitvoeringsduur is vergelijkbaar als bij de STBI-analyse en kan in de hydraulische belastingsituatie verwerkt worden.

3.5 Stabiliteitseis 4 jaar na oplevering

De overstromingskans dient 4 jaar na oplevering te voldoen aan de overstromingskansnorm. Ervan uitgaande dat in de eindsituatie wordt voldaan aan de overstromingskansnorm, betekent dit dat de stabiliteitseis 4 jaar na oplevering gelijk is aan:

$$SF_{4 \text{ jaar na oplevering}} \geq SF_{\text{eis eindsituatie}}$$

Om te onderbouwen dat na 4 jaar aan de normveiligheid wordt voldaan, wordt in de praktijk vaak een eis aan de consolidatiegraad in de cohesieve lagen onder de dijk gesteld. Deze benodigde consolidatiegraad kan projectspecifiek worden bepaald door te berekenen wat de nog te verwachten afname is van de wateroverspanningen in de 4 jaar na oplevering. Hoe dikker het slappe lagenpakket is onder een dijk, hoe minder de afname van wateroverspanningen zal zijn in 4 jaar. Doormiddel van monitoring kan tijdens realisatie geverifieerd worden of de consolidatiesnelheid voldoende hoog is.

Merk op dat de eis dat na 4 jaar aan de normveiligheid wordt voldaan ook effect kan hebben op de in rekening te brengen mate van overconsolidatie (de Pre-Overburden Pressure of Overconsolidatie Ratio in het SHANSEP-model) in het ontwerp voor de eindsituatie. Als er namelijk een hoge overconsolidatiegraad wordt gehanteerd in het ontwerp voor de eindsituatie, zal deze ook na 4 jaar (grotendeels) aanwezig moeten zijn als aan de eindstabiliteit moet worden voldaan. Hierbij moet bedacht worden dat het overconsolidatie effect ten gevolge van grondwaterstandsfluctuaties pas optreedt als de bij behorende waterdrukafname groter is dan de aanwezige wateroverspanning ten gevolge van het aanbrengen van de ophoging. Als bijvoorbeeld de wateroverspanning ten gevolge van de ophoging nog 10 kPa bedraagt en de grondwaterstandsfluctuatie is 1,5 m (15 kPa waterdrukfluctuatie) onder de gemiddelde waarde, bedraagt de POP onder dagelijkse omstandigheden 5 kPa en niet 15 kPa wat het geval zou zijn als de wateroverspanning volledig gedissipeerd zou zijn.

In de periode tot 4 jaar na oplevering is de faalkans voor andere mechanismen vaak lager dan de eindsituatie, omdat de dijk dan nog hoger is (deze is nog niet tot ontwerphoogte in het zichtjaar gezakt). Op basis hiervan kan een hogere faalkanseis voor macrostabiliteit gehanteerd worden in deze periode, waarbij toch de faalkans voor het dijktraject niet afneemt. Hierbij moet echter wel bedacht worden dat het lengte-effect van de verschillende faalmechanismen anders is. Voor het mechanisme hoogte (GEKB) geldt bijvoorbeeld een relatief klein lengte-effect, wat in de praktijk betekent dat de doorsnede met de grootste faalkans (het 'laagste' punt) in het dijktraject de faalkans bepaald, terwijl wellicht niet het hele dijktraject dezelfde mate van 'overhoogte' heeft na 4 jaar. Het 'uitwisselen' van faalkansbudget kan daarom alleen voor het hele dijktraject plaatsvinden en wordt in de praktijk daarom niet standaard gedaan bij het ontwerp.

In sommige situaties is het nuttig om gebruik te maken van het feit dat de hydraulische belastingen 4 jaar na oplevering lager zijn dan in de eindsituatie. Aan de andere kant zijn de taludhellingen vaak steiler en de dijk hoger op het moment 4 jaar na oplevering ten opzichte

van de eindsituatie. In de praktijk zijn deze twee aspecten over het algemeen beperkt en middelen deze elkaar uit, als zowel de restzetting als het verschil in hydraulische belasting in de orde van enkele decimeters is.

Een belangrijk aandachtspunt is dat men in het beheer en onderhoud bewust moet zijn dat de waterkering in de eerste 4 jaar na oplevering nog niet volledig op sterkte is. Voor bijvoorbeeld de grasbekleding is dit vaak visueel zichtbaar en daardoor onder de aandacht, terwijl dit voor macrostabiliteit niet zichtbaar is. Met name bij nieuwe dijken of grote asverschuivingen in combinatie met speciale belastingen die in deze periode kunnen optreden (bijv. zwaar transport of zandzakken bij hoogwater) is dit een belangrijk aspect om rekening mee te houden.

Voor de volledigheid wordt nog vermeld dat ook in de periode na 4 jaar na oplevering aan de normveiligheid moet worden voldaan. Over het algemeen kan gesteld worden dat als na 4 jaar en bij het zichtjaar voor het ontwerp aan de normveiligheid wordt voldaan dit in de tussentijdse jaren ook het geval zal zijn, zie hiervoor de toelichting bij figuur 3.1.

3.6 Stabiliteitseis in relatie tot niet-hoogwater gerelateerde belastingsituaties

Over het algemeen is voor STBI de hoogwatersituatie de maatgevend belastingsituatie in relatie tot de hoogwaterveiligheid, en voor STBU de val na hoogwatersituatie. Belastingen ten gevolge van extreme neerslag, bouw materieel of (bouw)verkeer zijn in de meeste gevallen niet maatgevend. Hier zijn echter uitzonderingen op mogelijk, bijv. als er sprake is van relatief grote (tijdelijke) bovenbelastingen. Het wordt aanbevolen om voor een aantal typische situaties te controleren of de (val na) hoogwatersituatie inderdaad maatgevend is voor de stabiliteitseis tijdens uitvoering.

Als ervoor wordt gekozen om de uitvoering met name in het open seizoen uit te voeren, zodat bijv. met een hogere consolidatiegraad gerekend kan worden in het gesloten seizoen, kan dit ertoe leiden dat de kans op instabiliteit in het open seizoen hoger is dan in het gesloten seizoen, ondanks dat uit mag worden gegaan van de hoogwaterstatistiek in het open seizoen.

3.7 Stabiliteitseisen in relatie tot de maakbaarheid

Naast dat de dijk na versterking moet voldoen aan de normveiligheid, moet deze ook maakbaar zijn. Dit betreft bijv. de stabiliteit van (dijk)ophogingen die worden aangebracht, inclusief het bouwverkeer/-materieel wat hiervoor op de ophogingen aanwezig is. Een ander voorbeeld is de stabiliteit van kranen die benodigd zijn voor het installeren van bijv. damwanden. Als er in de eindsituatie veel met vervolprocessen wordt gerekend, of als een dijktraject een relatief hoge toelaatbare overstromingskans heeft, wordt de kans groter dat maakbaarheid maatgevend wordt.

De maakbaarheid kan maatgevend zijn voor de dimensies en/of stabiliteitseis van de dijkversterking. Dit is met name het geval als de stabiliteitseis voor een initiële instabiliteit in de situatie voorafgaand aan versterken, of in de eindsituatie relatief laag is. Dit kan

bijvoorbeeld het geval zijn als de kans op het optreden van een vervolgebeurtenis na een initiële afschuiving die tot overstromen leidt klein is en dit meegenomen is in het afleiden van de stabiliteitseis van een initiële afschuiving. Of wanneer de stabiliteit van relatief kleine glijvlakken die niet direct tot overstromen leiden (bijv. instabiliteit van het einde van een lange berm) lager is dan de stabiliteit van grote glijvlakken die wel tot overstromen kunnen leiden. Deze glijvlakken zijn echter wel relevant om de dijkversterking te kunnen realiseren. Een instabiliteit van een berm kan bijvoorbeeld dusdanig klein zijn dat deze niet tot overstroming kan leiden (en dus niet relevant is voor de waterveiligheid), maar wel tot een onveilige situatie voor bouwmaterieel en personeel leiden.

De te hanteren veiligheidsklasse in relatie tot de maakbaarheid tijdens uitvoering is afhankelijk van het risicoprofiel, waarbij zowel economische motieven als menselijke veiligheid een rol spelen. Voor de relevante gevolgklassen wordt verwezen naar NEN-EN 1990 (NEN, 2019). Op basis van de relevante gevolgklasse kan de bijbehorende betrouwbaarheidsklasse worden bepaald. In veel gevallen is voor de uitvoeringsstabiliteit gevolgklasse CC1 passend. Als er sprake is van een hoog risicoprofiel (bijv. moeilijk herstelbare afschuivingen) kan CC2 (of in incidentele gevallen CC3) beter passend zijn. Bij de risicoafweging moet ook betrokken worden dat een (grote) afschuiving tot een blijvend zwakke plek in de dijk kan leiden en dat bij een lage veiligheidseis de kans op een afschuiving ergens in het versterkingstraject (zeker bij grote dijkversterkingsprojecten) aanzienlijk kan zijn.

Voor de uit te voeren ontwerpverificaties en partiele veiligheidsfactoren wordt verwezen naar NEN 9997-1 (NEN, 2017). Aanvullend wordt ten aanzien van kraanstabieleit en ophoogstabieleit verwezen naar respectievelijk (SBRCURnet, 2017a) en (CROW, 2022).

Bij de verificaties ten aanzien van de maakbaarheid zijn de in rekening te brengen belastingen gerelateerd aan bijvoorbeeld de ophogingen, ontgravingen, materieel en neerslag. Extreme hoogwaterbelastingen worden in deze analyses niet in rekening gebracht, aangezien de eisen in relatie tot de hoogwaterfunctie apart geverifieerd worden, zie paragraaf 3.3 en 3.4.

Dat de maakbaarheid met behulp van de Eurocode wordt geverifieerd, leidde er in de praktijk vaak toe dat twee ontwerpverificaties uitgevoerd moesten worden met verschillende berekeningsmethoden en bijbehorende parametersets. Met het verschijnen van (CROW, 2022) is dit niet meer nodig, omdat hier een aansluiting is gemaakt op de rekenmodellen die voor waterkeringen toegepast worden. Voor de afleiding van de karakteristieke waarde van de sterkteparameters kan hierbij de aanpak worden gevolgd zoals gebruikelijk is voor het ontwerp van waterkeringen. Voor de toe te passen partiële materiaalfactoren is in tabel 2.2.5 van (CROW, 2022) aangegeven dat voor de ongedraineerde sterkte bepaald op basis van het SHANSEP-model dezelfde partiële materiaalfactoren kunnen worden gebruikt als voor de hoek van inwendige wrijving. Omdat bij waterkeringen geen effectieve cohesie wordt toegepast bij gebruik van het CSSM-model, is de stabiliteitsfactor hierdoor bij benadering lineair evenredig met de veiligheidsfactor op de hoek van inwendige wrijving. Dit betekent

dat voor de ophoogstabiliteit uit kan worden gegaan van dezelfde set grondparameters als voor de waterveiligheidsanalyses, waarbij voor veiligheidsklasse RC1, RC2 en RC3 getoetst wordt aan een stabiliteitseis van respectievelijk 1,0, 1,05 en 1,1. Benadrukt wordt dat bij 2.2.5 van (CROW, 2022) is aangegeven dat deze partiële factoren alleen gelden wanneer er sprake is van een 'vrije' grondconstructie. Er is dan geen sprake van belendingen, kabels of leidingen en aanliggende infrastructuur. Indien dit wel het geval is, wordt geadviseerd in de risicoafweging deze belending mee te nemen. Omdat het niet de intentie is om in een verbouwsituatie van de belending uit te komen, is het het meest passend om de vereiste stabiliteitsfactor te betrekken op de eisen die voor de belending zouden gelden bij nieuwbouw. Dit resulteert in een stabiliteitseis van respectievelijk 1,2, 1,25 en 1,3 voor respectievelijk belendingen waarvoor respectievelijk veiligheidsklasse RC1, RC2 en RC3 van toepassing is. Hierbij wordt ook opgemerkt dat de verschillen in stabiliteitseis voor nieuwbouw ten opzichte van verbouw beperkt zijn.

Voor funderingen op staal (bijv. voor kraanstabieleitsanalyses) kan in analogie hiermee (dat voor de ongedraineerde schuifsterkte bepaald met het SHANSEP-model dezelfde partiële factor kan worden toegepast als voor de hoek van inwendige wrijving) een partiële materiaalfactor van 1,15 worden toegepast op zowel de hoek van inwendige wrijving en ongedraineerde schuifsterkte als deze bepaald is op basis van het SHANSEP-model.

Overigens is het op basis van de Eurocode ook toegestaan (en zelfs meer gebruikelijk) om met sterkteparameters te rekenen die op een andere manier zijn afgeleid dan voor waterkeringen gebruikelijk is. De parameters uit tabel 2.b van (NEN, 2017) zijn bijvoorbeeld gebaseerd op kleinere rekpercentages dan bij waterkeringen gebruikelijk is. Het is ook mogelijk om een dergelijke parameterset te hanteren voor het verifiëren van de maakbaarheid. Omdat voor dijken vaak al uitgebreid grondonderzoek is uitgevoerd waaruit een parameterset is afgeleid, is het echter vaak niet optimaal om alternatieve parametersets af te leiden. Er zijn echter wel voorbeelden denkbaar waarbij het wel nuttig kan zijn om een alternatieve parameterset af te leiden, bijvoorbeeld om de pieksterkte van goed verdicht zand te benutten of het gedetailleerd analyseren van de omgevingsbeïnvloeding met een Eindige Elementen Model (EEM). Ook is er veel ervaring met het analyseren van de ophoogstabiliteit met 'kleine rek parameters', waaruit is gebleken dat dit een effectieve en betrouwbare methode is, zeker wanneer deze wordt gecombineerd met het monitoren van waterspanningen en deformaties.

In relatie tot de hoogwaterveiligheid kan de eis ten aanzien van initiële mechanismen/afschuivingen relatief laag zijn, bijv. als de overstromingsnorm relatief laag is, of de bijdrage van vervolprocessen aan de weerstand tegen overstromen groot is. Dit is in veel gevallen zo bij STBU. In die gevallen is goed denkbaar dat eisen ten aanzien van de maakbaarheid maatgevend zijn voor de stabiliteitseis tijdens uitvoering en dat met één ontwerpverificatie onderbouwd kan worden dat aan beide eisen wordt voldaan. Hierbij is het van belang dat dit voor voldoende representatieve situaties in het versterkingstraject

geverifieerd wordt, aangezien dit afhankelijk kan zijn van bijv. de bodemopbouw, geometrie en belastingsituatie.

3.8 Stabiliteitseisen in relatie tot andere functies dan waterkeren

Een dijk heeft naast de waterkerende functie vaak ook andere functies. Deze functies kunnen bijvoorbeeld gerelateerd zijn aan een verkeersfunctie, beheer en onderhoud of het dragen van kabels en leidingen. Door de relevante functies tijdens de uitvoeringsfase in kaart te brengen kunnen passende stabiliteitseisen voor de uitvoeringsfase worden afgeleid. In (Adviesteam Dijkontwerp, 2022) is opgenomen hoe in het ontwerp eisen voor de gebruiksfase afgeleid kunnen worden. Deze aanbevelingen zijn ook toepasbaar voor de uitvoeringsfase.

4. Omgang met het gesloten seizoen

4.1 Inleiding

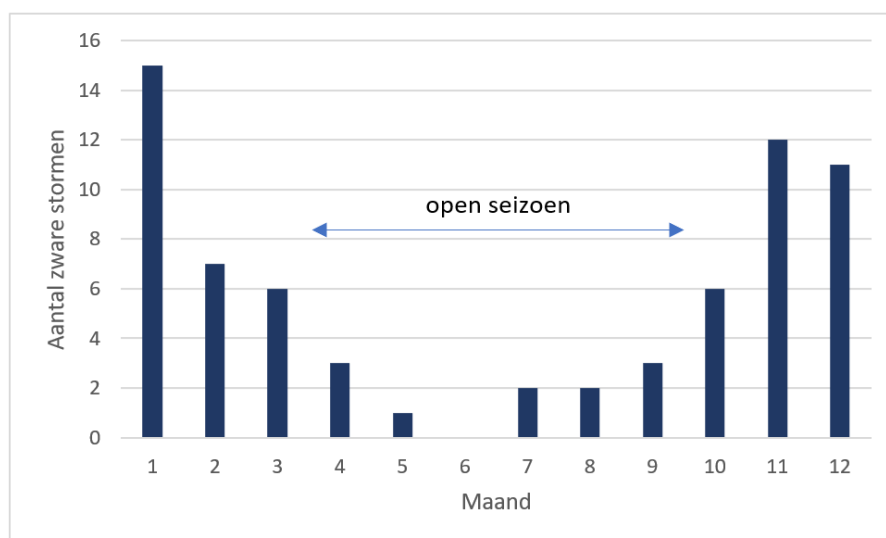
In dit hoofdstuk worden aandachtspunten beschreven voor de omgang met uitvoeringsstabiliteit tijdens het gesloten seizoen. Eerst wordt uitgelegd wat het gesloten seizoen bij dijken precies inhoudt. Vervolgens wordt per type dijk beschreven wat de verschillen zijn in hydraulische belasting. Tenslotte worden aandachtspunten genoemd voor de omgang met uitvoering stabiliteit in het gesloten seizoen.

Uitvoeringsveiligheid is nadrukkelijk meer dan alleen uitvoeringsstabiliteit. Tijdens uitvoering zijn bijvoorbeeld ook microstabiliteit, de weerstand tegen erosie (stroming, brekende golven, golfoverslag) en piping van belang. Dit valt echter buiten de scope van deze handreiking.

4.2 Achtergrond 'gesloten' seizoen

Het gesloten seizoen is omschreven in de Standaard RAW bepalingen (CROW, 2020). Het is de periode waarin bij primaire waterkeringen het opbreken van verdedigingswerken en het verrichten van ontgravingen niet is toegestaan. In het tijgebied is dit van 1 oktober tot 1 april, daarbuiten van 15 oktober tot 15 maart. Deze periodes zijn in hoofdlijnen overgenomen in de Keurregels van waterschappen.

De precieze herkomst van de begin- en einddatums van het gesloten zijn onbekend, maar het gebruik om vooral in de zomer aan dijken te werken is al heel oud. In het oudst bekende dijkenhandboek, het Tractaet van Dijkkagie van Andries Vierlingh (Vierlingh, 1579), wordt al een periode aanbevolen om wel aan dijken te werken om hoge stormvloed te vermijden, namelijk vanaf half april tot augustus. De kans op zware stormen is in het gesloten seizoen ongeveer 5x zo groot als in het open seizoen, zie figuur 4.1.



Figuur 4.1: Aantal zware stormen (windkracht 10 en hoger) per maand in de periode 1910 - 2023 (bron: (KNMI, z.d.-b))

Een verhoogde kans op hoogwater is de belangrijkste reden om niet in het gesloten seizoen te werken. Een andere reden is de verhoogde kans op schade aan de grasmat door er overheen te rijden bij natheid. Dit komt niet doordat er in het gesloten seizoen meer regen valt, maar wel doordat er minder water verdampt. Daarnaast spelen de vergrote kans op onwerkbaar weer, zoals vorst, en de beperktere mogelijkheden om te natte klei te laten drogen.

In (CROW, 2020) is opgenomen dat in overleg en gemotiveerd worden afgeweken van het werkverbod in het gesloten seizoen. Dat mag alleen in gevallen van zwaarwegend maatschappelijk belang, bijvoorbeeld voor een dijkversterking. Zo'n motivatie kan worden opgenomen in een hoogwateractieplan. Hierin wordt omschreven hoe op een dreigende hoogwatergolf wordt geanticipeerd en gemotiveerd onder welke voorwaarden er wordt gewerkt. Een hoogwateractieplan is altijd nodig als de veiligheid van een dijk door werkzaamheden wordt verzwakt, dus niet alleen bij werken in het gesloten seizoen. Noodzakelijke onderdelen van een hoogwateractieplannen staan in tabel 4.1.

Tabel 4.1: Noodzakelijke onderdelen van een hoogwateractieplan voor uitvoeringsstabiliteit

1. Situatietekening met relevante doorsnedes	10. Beschikbare mensen, materieel en materiaal
2. Risicobeoordeling/ aanduiding zwakke plekken	11. Aanvoerroutes
3. Beheersmaatregelen	12. Belemmering calamiteitenroutes door materieel
4. Effecten maatregelen op infrastructuur	13. Communicatiestructuur
5. Signaleringswaarden voor hoogwater	14. Taken, rollen en verantwoordelijkheden
6. Veiligheidsmarge op hoogwaterprognoses	15. Aansluiting op calamiteitenplan waterschap
7. Waarschuwingstijd	16. Oefeningen
8. Acties tijdens (dreigend) hoogwater	17. Wijze van verslaglegging
9. Duur van maatregelen	18. Protocol voor herstel van afschuivingen

In (Sweco & POV Macrostabieliteit, 2016) wordt hier in meer detail op ingegaan.

In de praktijk wordt bij de meeste dijkversterkingen ook in het gesloten seizoen gewerkt. Redenen zijn beperking van de doorlooptijd en aanlegkosten. Daarnaast spelen er andere seizoensbeperkingen (o.a. broedseizoen, vogeltrek, recreatie, zomervakantie), waardoor er in het open seizoen onvoldoende tijd overblijft om aan de dijk te werken.

Werken in het gesloten seizoen heeft naast nadelen ook voordelen voor de dijkveiligheid. De dijk wordt immers eerder opgeleverd en de aannemer is het hele jaar door aanwezig om de dijk te inspecteren en bij calamiteiten in te grijpen.

4.3 Specifieke aspecten per dijctype

In dit hoofdstuk wordt per dijctype toegelicht in hoeverre de maatgevende hydraulische belasting is gekoppeld aan het gesloten seizoen en in hoeverre er tijd is om de uitvoeringsstabiliteit met maatregelen tijdig tijdelijk te verhogen. Deze zaken zijn kort samengevat in tabel 4.2 en daaronder toegelicht.

Tabel 4.2: Relatie met gesloten seizoen en mogelijkheid tot beheersmaatregelen per dijktipe

Dijktipe	Koppeling maatgevende hydraulische belasting met gesloten seizoen	Mogelijkheid tot het tijdig treffen van beheersmaatregelen voorafgaand aan een maatgevende hydraulische belasting
Zeedijk	++	--
Meerdijk	+	-
Bovenrivierdijk	-	++
Benedenrivierdijk	+	-
Boezemkade	--	+
Opmerkingen ++ = Sterke correlatie hoogwater met gesloten seizoen / tijdig treffen maatregelen goed mogelijk + = Beperkte correlatie hoogwater met gesloten seizoen / tijdig treffen maatregel beperkt mogelijk - = Weinig correlatie hoogwater met gesloten seizoen / tijdig treffen maatregelen nauwelijks mogelijk -- = Nauwelijks correlatie hoogwater met gesloten seizoen / tijdig treffen maatregelen vrijwel niet mogelijk		

4.3.1 Zeedijken

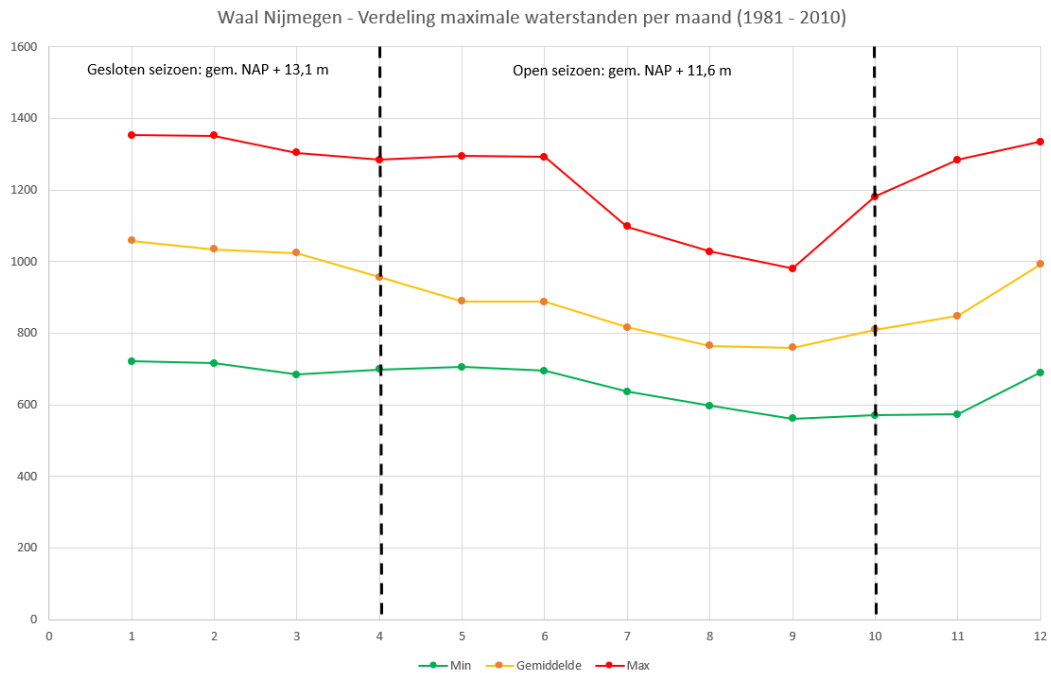
Zeedijken liggen in het tijgebied en het hoogwater wordt gedomineerd door storm. De kans op een storm (en hoogwater) is groter in het gesloten seizoen dan in het open seizoen. Een hoogwater / storm kondigt zich op de Noordzee circa een dag van tevoren aan en duurt ongeveer 2 dagen. Er is dus maar weinig tijd om beheersmaatregelen te nemen.

4.3.2 Meerdijken

Meerdijken liggen buiten het tijgebied, maar het hoogwater wordt gedomineerd door storm. De kans op een storm (en hoogwater) is groter in het gesloten seizoen dan in het open seizoen. In het IJssel- en Markermeer is sprake van een klein dempend effect, doordat tijdens het gesloten seizoen het peil iets lager wordt gehouden dan tijdens het open seizoen. Een matig hoogwater op het IJsselmeer of Markermeer door calamiteiten met de sluisen in de Afsluitdijk of Houtribdijk in combinatie met een hoge rivierafvoer kan meer dan een maand duren. Een storm kondigt zich op het IJsselmeer circa een dag van tevoren aan en duurt ongeveer 6 uur. Er is dus maar weinig tijd om beheersmaatregelen te nemen voor een hoog water, maar tijdens een hoog water door calamiteiten met de sluisen is er veel tijd om bij te sturen.

4.3.3 Dijk in bovenrivierengebied

Bovenrivierdijken liggen buiten het tijgebied en het hoogwater wordt vooral bepaald door de rivierafvoer. De periode met een verhoogde kans op hoogwatergolven ligt doorgaans iets later dan de periode met verhoogde kans op stormen. In figuur 4.2 zijn als voorbeeld de minimale, gemiddelde en maximale gemeten waterstanden per maand te zien voor de Waal bij Nijmegen voor de periode tussen 1981 en 2010. De hoogste waterstand is gemeten op 31 januari 1995 en lag op NAP + 13,53 m.



Figuur 4.2: Maximaal gemeten waterstanden in de Waal bij Nijmegen per maand tussen 1981 en 2010 (De Betuwse Waard, 2021)]

In figuur 4.2 is te zien dat de hoogst gemeten waterstanden tijdens het gesloten seizoen beperkt hoger liggen dan tijdens het open seizoen. Verder is te zien dat in het begin van het open seizoen hogere waterstanden worden gemeten dan in het begin van het gesloten seizoen. Voor deze locatie begint het 'hoogwaterseizoen' half november en eindigt dit half mei. Dit kan worden meegenomen in stabiliteitsbeschouwingen. Andere aspecten van het gesloten seizoen (verhoogde kans op natheid en vorst) zijn locatieafhankelijk en verschuiven niet.

Een hoogwatergolf op de Maas of Rijn ziet men minimaal enkele dagen van tevoren al aankomen. Anders dan bij zeedijken is er bij bovenrivierdijken dus tijd om noodmaatregelen te treffen. Een hoogwatergolf duurt 1-4 dagen (Maas) of 3-5 dagen (Rijn).

4.3.4 Dijk in benedenrivierengebied

Benedenrivierdijken liggen in het getijdegebied en het hoogwater wordt zowel beïnvloed door storm (zie zeedijken) als door een hoge rivierafvoer (zie bovenrivierengebied).

4.3.5 Boezemkades

Boezemkades zijn geen primaire waterkeringen, maar worden hier voor de volledigheid toch genoemd. De waterstand is doorgaans gereguleerd en dus niet stormgerelateerd, behalve bij aansluitingen met meren. Droogte speelt bij boezemkades, met name veenkades, een belangrijke rol. In de zomermaanden kan de stabiliteit van een boezemkade daarom tijdelijk lager zijn. Hiermee moet rekening worden gehouden bij de beschouwing van uitvoeringsstabiliteit. De maatgevende belasting bij boezemkades is dus niet per se in het gesloten seizoen.

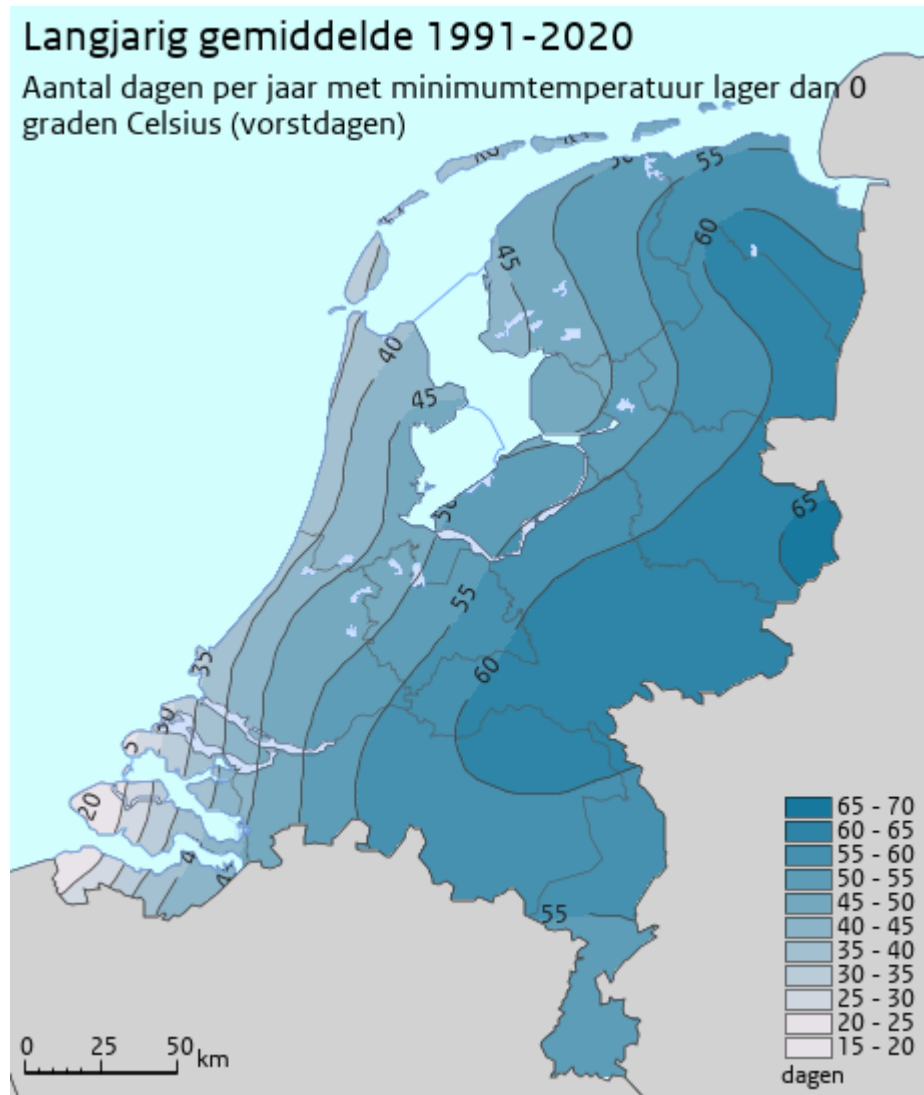
4.4 Aandachtspunten voor grondwerk en uitvoeringsstabiliteit tijdens het gesloten seizoen

Er gelden strengere eisen aan de uitvoeringsstabiliteit tijdens het gesloten seizoen ten opzichte van het open seizoen. De eis aan de stabiliteitsfactor is hetzelfde, maar in het open seizoen mag rekening worden gehouden met lagere buitenwaterstanden op basis van zomerstatistiek. De strengere eisen kunnen een reden zijn om een ophoogslag vlak voor het gesloten seizoen te vermijden, zodat de wateroverspanningen niet te hoog oplopen en de dijk 'winterklaar' is. Een uitzondering vormen situaties waarbij statistisch is aangetoond dat de kans op hoog water tijdens (een deel van) het gesloten seizoen lager is. Bij een statistische analyse van historische belastingen op dijken (hoog water, neerslag, droogte), moet er rekening mee worden gehouden dat trends in de toekomst veranderen door klimaatverandering.

Bij activiteiten die tijdelijk de stabiliteit verslechteren, maar binnen een dag kunnen worden stopgezet, hoeft geen rekening te worden gehouden met hoog water. Onderscheid tussen open en gesloten seizoen is dan niet relevant. Voorbeelden zijn kleine ontgravingen en trilwerkzaamheden.

Tijdens het gesloten seizoen is de kans op onwerkbaar weer voor grondverzet groter. Bij nat weer kan de dijk tijdelijk niet begaanbaar zijn. Als er met klei wordt gewerkt dan is de kans groter dat deze een te lage consistentie-index heeft. Daarnaast zullen er onwerkbare dagen zijn door vorst. Gemiddeld komen er in Nederland 50 vorstdagen per jaar voor, die grotendeels tijdens het gesloten seizoen zijn. Het aantal vorstdagen is landinwaarts groter dan langs de kust, zie figuur 4.3. Onwerkbaar weer is een economisch risico, maar uitgaande van voldoende onafhankelijk toezicht geen risico voor de kwaliteit van het ophoogmateriaal en de stabiliteit van de dijk.

Daarnaast is de kans groter dat de werkzaamheden tijdelijk moeten worden stilgelegd en/of moeten worden hersteld door een (dreigend) hoog water. Voorbeelden van tijdelijke maatregelen zijn het dempen van tijdelijke ontgravingen, het verwijderen van zwaar materieel van de kruin of het verlagen van de grondwaterstand met een bemaling (zie hoofdstuk 5). Er is een significante kans dat tijdelijke maatregelen niet perfect worden uitgevoerd, omdat calamiteiten slechts beperkt voorkomen en omdat aannemers en waterschappen beperkte ervaring hebben met de naleving ervan. Aanbevolen wordt om dit risico mee te nemen of te zorgen dat dit risico verkleind wordt door bijv. procedures op te nemen in het hoogwateractieplan en oefeningen uit te voeren.



Figuur 4.3: Gemiddelde aantal dagen met een temperatuur lager dan 0 graden Celsius in de periode 1991 – 2020 (Bron: (KNMI, z.d.-a))

5. Analyseren uitvoeringsstabiliteit

5.1 Inleiding

Tijdens de uitvoering van een dijkversterking zijn er verschillende belastingsituaties die relevant kunnen zijn voor het bepalen van de uitvoeringsstabiliteit, bijvoorbeeld grote bovenbelastingen door materiaal, materieel en grondophogingen, trillingen, etc. Voor elke relevante belastingsituatie dient een passende analyse uitgevoerd te worden. Over het algemeen zijn voor droog grondverzet en het installeren van langsconstructies de volgende belastingsituaties relevant, die in de volgende paragrafen nader worden uitgewerkt. Voor relevante aspecten met betrekking tot nat grondverzet en het ophogen onder water wordt verwezen naar de Hydraulic Fill Manual (Hoff & Nooy Van Der Kolff, 2012) en het Handboek Dijkenbouw (Halter et al., 2016).

Ophogingen: Voor grondophogingen dient als eerste bepaald te worden of een ophoogfasering nodig is om grondlichamen veilig aan te kunnen brengen. Als een ophoging in één fase niet voldoende veilig is, dient een ophoogfasering bepaald te worden. Hier wordt in paragraaf 5.3 nader op ingegaan.

Kraanbelastingen: Met een kraanstabieleitsanalyse kan bepaald worden welke kraan (of ander materieel) veilig opgesteld kan worden. Uit de analyse volgen randvoorwaarden voor (toelaatbaar) gewicht, welke draglineschotten eventueel toegepast moeten worden, randvoorwaarden aan de opstellocatie van de kraan, etc. Hier wordt in paragraaf 5.4 nader op ingegaan.

Trillingen: Met een trillingsrisicoanalyse kan bepaald worden of de kans op instabiliteit of significante vervormingen van een talud bij het intrillen van damwandplanken voldoende klein is. Hier wordt in paragraaf 5.5 nader op ingegaan.

In paragraaf 5.2 wordt ingegaan op uitvoeringstoleranties en uitvoeringsbegeleiding.

5.2 Uitvoeringstoleranties en uitvoeringsbegeleiding

Bij het beschouwen van deze belastingsituaties is het van belang om hierbij het effect van uitvoeringstoleranties mee te nemen. Dit kan bijvoorbeeld door het uitvoeren van een tolerantie-analyse, waarbij de beoogde en te behalen toleranties expliciet worden gemaakt en worden meegenomen in het uitvoeringsontwerp. Deze toleranties kunnen bijvoorbeeld betrekking hebben op de manoeuvreerruimte van kranen, te realiseren laagdiktes en taludhellingen en de hoogte en locatie van damwandschermen.

Tijdens uitvoering vinden wijzigingen en detailleringen plaats, bijvoorbeeld doordat de uitvoeringsmethode wijzigt. Dit kan invloed hebben op het ontwerp. Door middel van uitvoeringsbegeleiding wordt het effect van wijzigingen of nadere detailleringen beschouwd in nauwe samenwerking met werkvoorbereiding en uitvoering, zodat een naadloze

aansluiting van ontwerp op realisatie ontstaat. Een zorgvuldige uitvoeringsbegeleiding (ook wel site engineering genoemd) is daarom cruciaal om een veilige uitvoering te borgen.

5.3 Ophoogfasering

5.3.1 Aanpak

Een ophoogfasering bepalen is noodzakelijk als een ophoging in één keer aanbrengen niet voldoende veilig is. Bij het uitwerken van een ophoogfasering is het nodig om een iteratief proces te doorlopen met zettings- en stabiliteitsberekeningen. In de uitvoeringspraktijk worden er twee ophoogstrategieën gehanteerd:

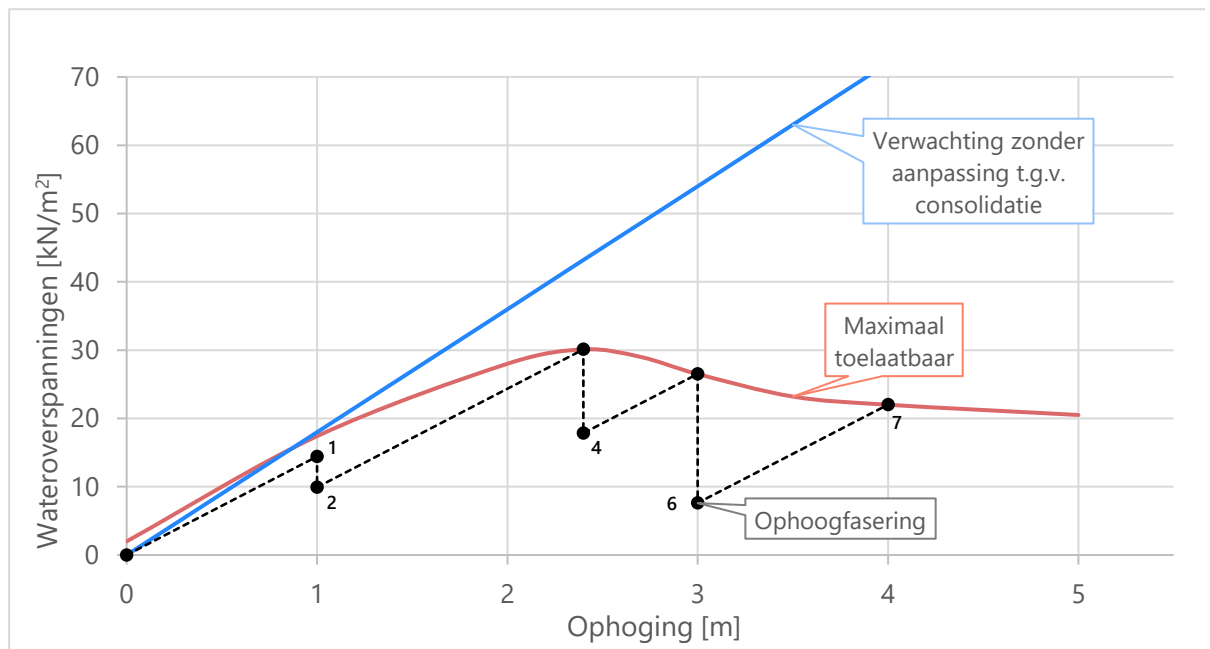
1. Er wordt gewerkt met een vaste dikte van de ophoogslagen; op basis van de gemeten afname van wateroverspanningen wordt bepaald wanneer de volgende ophoogslag aangebracht kan worden. In deze strategie wordt gewerkt met vaste hoeveelheden grond die aangevoerd worden, maar is het precieze tijdstip waarop niet (ver van tevoren) bekend.
2. Er wordt gewerkt met vastgestelde momenten (tijdstippen) waarop de ophoogslagen worden aangebracht; op basis van de gemeten afname van wateroverspanningen wordt bepaald hoe groot de ophoogslag op die momenten mag zijn. In deze strategie is het tijdstip waarop er grond aangevoerd wordt vooraf bekend, maar is de maximale hoeveelheid niet (ver van tevoren) bekend.

Voor de eerste strategie ziet het proces er als volgt uit:

1. Bepalen van de grootste ophoogslag die voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor bij een bepaalde 'initiële consolidatiegraad' (zie paragraaf 5.3.2); dit is ophoogslag 1.
2. Bepalen bij welk consolidatiepercentage van ophoogslag 1 de stabiliteit inclusief de 2^e ophoogslag voldoende is.
3. Ophoogslag 1 modelleren in een zettings-/consolidatieberekening om het consolidatieverloop in de tijd te berekenen. En te bepalen op welk moment ophoogslag 2 aangebracht kan worden.
4. Ophoogslag 2 op juiste moment in de tijd in de zettings-/consolidatieberekening toevoegen en het consolidatieverloop berekenen.
5. Herhaling van stap 2 t/m 4 tot ophoging gereed is.

Voor de tweede strategie wordt een vergelijkbaar proces doorlopen, maar wordt niet het moment van ophogen bepaald, maar de hoogte van de ophoging die kan worden aangebracht op verschillende momenten.

Het is ook mogelijk om de ophoogfasering te bepalen met een grafische methode, zie figuur 5.1 voor een schematische weergave.



Figuur 5.1: Ophoogfasering – ophoging [m] uitgezet tegen wateroverspanningen (schematisch)

In figuur 5.1 is de blauwe lijn de verwachte wateroverspanningen als een ophoging van 5 m wordt aangebracht zonder wachttijden. Dit is in dit geval een lineaire toename van de wateroverspanning als gevolg van de ophoging, omdat in het voorbeeld geen rekening is gehouden met belastingspreiding. Ook is geen rekening gehouden met initiële consolidatie (zie paragraaf 5.3.2 voor een toelichting). Uit stabiliteitsberekeningen kan bij verschillende hoogtes van de ophoging de maximaal toelaatbare wateroverspanning worden bepaald, weergegeven met een rode lijn in figuur 5.1. Vervolgens wordt de ophoogfasering zo bepaald dat de waterspanningen onder de rode lijn blijven. Hierbij zijn de 'sprongen' in de grafiek gelijk aan de verwachte waterspanningstoenames ten gevolge van het gewicht van de betreffende ophooglagen.

In Figuur 5.1 wordt bij een 1^e ophoogslag van meer dan 1 m de wateroverspanningen (blauwe lijn) groter dan de maximaal toelaatbare (rode lijn) en is de stabiliteit onvoldoende. Daarom wordt er gestart met een ophoogslag van 1,0 m dik. Punt 1 betreft deze ophoging van 1,0 m, hierbij blijven de wateroverspanningen onder de rode lijn. De sprong van punt 1 naar punt 2 is de dissipatie die optreedt tijdens de wachttijd. Als de wateroverspanningen voldoende zijn afgenomen, kan de volgende ophoogslag gerealiseerd worden. In dit geval bedraagt de 2^e ophoogslag ca. 1,4 m.

Bij elke nieuwe ophoogslag (van punt 2 naar punt 3, van punt 4 naar punt 5, van punt 6 naar punt 7) nemen de wateroverspanningen toe en tijdens de wachperiodes (van punt 3 naar 4, van punt 5 naar 6) nemen de wateroverspanningen af.

Een verder uitgewerkt rekenvoorbeeld op basis van figuur 5.1 is opgenomen in paragraaf 5.3.3.

5.3.2 Aandachtpunten

Aandachtspunten bij het uitwerken van een ophoogfasering zijn:

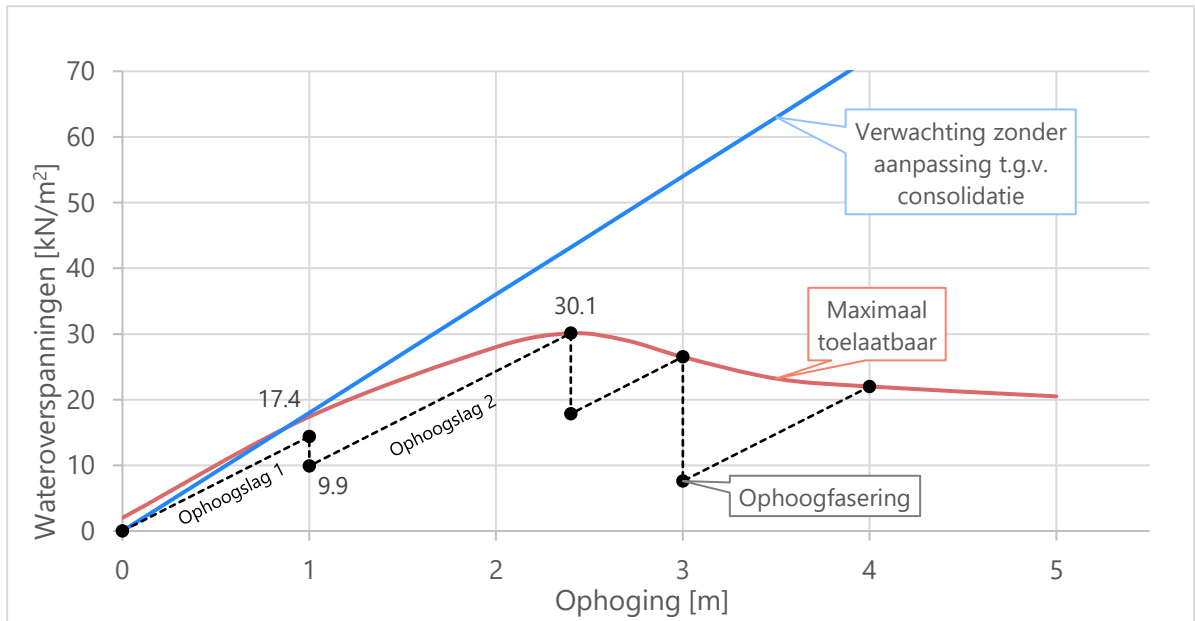
- De consolidatiesnelheid is afhankelijk van de dikte van het pakket cohesieve lagen en de consolidatiecoëfficiënt van de cohesieve lagen.
- In de praktijk blijkt dat tijdens ophogen al een deel van de wateroverspanningen dissipeert. Een ervaringsregel is dat er direct na het aanbrengen van een ophoogslag al sprake is van (minimaal) 20% consolidatie in cohesieve lagen; deze waarde wordt als 'initiële consolidatie' in stabiliteitsberekeningen gebruikt. Op basis van aanvullende metingen tijdens de uitvoeringsfase kan dit percentage projectspecifiek worden bepaald. Deze 'initiële consolidatie' is het gevolg van consolidatie die optreedt tijdens het ophogen en doordat er onder taluds geen sprake is van een 1D situatie, waardoor de wateroverspanning lager is dan de spanningstoename. Hierbij is het van belang om te realiseren dat de initiële consolidatiegraad afneemt bij latere ophooglagen. Bij de eerste ophooglagen is de stijfheid en doorlatendheid, en dus de consolidatiecoëfficiënt, hoger dan bij de latere ophooglagen. Ook gaan bij het overschrijden van de grensspanning de schuifspanningen een rol spelen bij de inductie van de wateroverspanning, waardoor deze hoger zijn. Voor zandlagen kan uit worden gegaan van 100% initiële consolidatie, als deze niet ingesloten zijn binnen kleilagen.
- Bij het uitvoeren van een ontworpen ophoogfasering gaat het niet om de berekende wachttijd tussen de ophoogfases, maar om de afname van de wateroverspanningen die in die tijd optreedt. Die afname kan in de praktijk sneller of langzamer gaan dan verwacht. Daarom is het van belang de wateroverspanningen daadwerkelijk te monitoren met waterspanningsmeters en indirect met zakbaken (zie hoofdstuk 7);
- Er worden doorgaans geen wateroverspanningen meegenomen in nieuw aangebrachte, verdichte klei boven de grondwaterstand als gevolg van de aanleg van lagen erboven.
- Bij het modelleren van een ophoging in gangbare software voor zettingsberekeningen, wordt vaak uitgegaan van een drainerend ophoogmateriaal. Dit is bij dijken vaak niet het geval, waardoor consolidatie langzamer kan verlopen dan uit de berekeningen blijkt;
- In analytische stabiliteitsberekeningen wordt doorgaans geen rekening gehouden met waterspanningstoename ten gevolge van belastingspreiding. Aan de andere kant wordt er ook geen toename van de effectieve spanning ten gevolge van belastingspreiding gedurende het consolidatieproces meegenomen;
- Het is mogelijk om na de eerste ophoogslag te rekenen met een gezet profiel (afname dikte slappe lagenpakket door opgetreden zettingen) voor de berekening van de uitvoeringsstabiliteit. Dit kan zowel gunstig als ongunstig zijn voor de berekende stabiliteit. De dikte van de relatief slappe samendrukbare lagen neemt namelijk af, maar het gewicht van de aandrijvende belasting neemt ook toe. Om deze reden wordt in de ontwerp praktijk over het algemeen geen rekening gehouden met een gezet profiel. In situaties waar het effect substantieel kan zijn, wordt geadviseerd om met een boven- en ondergrensbenadering te verkennen wat de impact is en hoe hier in het ontwerp praktisch mee om kan worden gegaan;

- Voor de beschouwing van de waterveiligheid tijdens uitvoering, moet rekening worden gehouden met de al aanwezige wateroverspanningen ten gevolge van de aangebrachte ophogingen. Hierbij is het echter belangrijk dat het effect van verhoogde waterspanningen door hoogwater niet 'opgeteld worden' bij de wateroverspanningen ten gevolge van de ophoging. Pas als de waterspanningsverhoging door de hoge waterstanden hoger is dan de al aanwezige wateroverspanningen ten gevolge van de ophoging zal er een afname van sterkte ten gevolge van de waterspanningen optreden. Als er bijvoorbeeld in een cohesief pakket een wateroverspanning optreedt van 20 kPa ten gevolge van het aanbrengen van een ophoging, en vervolgens ten gevolge van een hoogwater de waterspanning in het cohesieve pakket met 20 kPa toeneemt ten opzichte van de dagelijkse situatie, is de wateroverspanning ten opzichte van de oorspronkelijke situatie ten gevolge van het gecombineerde effect van de ophoging en de hoogwaterbelasting 20 kPa (en niet 40 kPa). Dit kan ertoe leiden dat het effect van bijv. ophogingen beperkter is in relatie tot de stabiliteit bij hoogwater dan wellicht verwacht zou worden. Uiteraard is het ook mogelijk dat door andere processen, zoals opbarsten, aanvullende sterkte-afname optreedt bij hoogwatercondities.
- De hiervoor toegelichte methode om de ophoogfasering te bepalen, is op dit moment het meest gangbaar in de Nederlandse adviespraktijk. In het verleden is ook gebruik gemaakt van een methode waarbij wel rekening wordt gehouden met belastingspreiding ('methode van rode en groene lijnen'). Deze manier van het ontwerp en begeleiding van een ophoogfasering is inmiddels minder gebruikelijk en vraagt een intensieve monitoring en uitvoeringsbegeleiding. Daarnaast is er geen veiligheidsfilosofie voor deze aanpak beschikbaar die aansluit op de overstromingskansbenadering of Eurocode. Daarom is deze methode niet verder behandeld in deze Handreiking. Voor meer achtergronden wordt verwezen naar CUR-rapport 162, 2^e druk (CUR, 1993).

5.3.3 Getallenvoorbeeld bepalen ophoogfasering

In deze paragraaf is een getallenvoorbeeld opgenomen gebaseerd op figuur 5.1. Hierbij zijn de volgende aannamen gedaan:

- Ophoogmateriaal is zand (veldvochtig volumiek gewicht van 18 kN/m³).
- Initieel consolidatiepercentage van 20%.
- Freatische vlak op NAP -0,5 m en een hydrostatisch waterspanningsverloop in de ondergrond;
- Waterspanningsmeter (WSM) geïnstalleerd op NAP -2,5 m met een gemeten waterdruk van 20 kN/m² voor ophogen.
- De WSM is geïnstalleerd in het midden van de laag en voor de gehele laag wordt van één consolidatiepercentage uitgegaan.



Figuur 5.2: Getallenvoorbeeld wateroverspanningen

Ophoogslag 1 bestaat uit een ophoging van ca. 1,0 m (zie punt 1 in figuur 5.2). Dit is een belasting van 18 kN/m² die leidt tot een wateroverspanning van 14,4 kN/m² (80% van 18 kN/m²). Dit is lager dan de maximaal toelaatbare wateroverspanning in de WSM van 17,4 kN/m². De maximaal toelaatbare waterspanning in de WSM bij ophoogslag 1 bedraagt $20 + 17,4 = 37,4$ kN/m².

Ophoogslag 2 (van punt 2 naar punt 3) is 1,4 m. De maximaal toelaatbare wateroverspanning ter plaatse van de WSM bedraagt dan 30,1 kN/m². De tweede ophoogslag leidt tot een wateroverspanning van $80\% \times 1,4 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 20,2$ kN/m². Deze ophoogslag kan aangebracht worden als de wateroverspanning is afgenomen tot een waarde $30,1 - 20,2 = 9,9$ kN/m². Dit is een afname van 4,5 kN/m². Deze afname treedt op bij een consolidatiepercentage van de eerste ophoogslag van 45%, de wateroverspanning is dan afgenomen met $(45\% - 20\%) \times 1,0 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 4,5$ kN/m². De verwachte wateroverspanning in de WSM na het aanbrengen van ophoogslag 2 is dan gelijk aan de maximaal toelaatbare wateroverspanning. De maximaal toelaatbare waterspanning in de WSM bij ophoogslag 2 bedraagt $20 + 30,1 = 50,1$ kN/m².

Voor de volgende ophoogslagen kan een vergelijkbare aanpak worden gevolgd.

5.4 Kraanstabieliteit

Bij kraanstabieliteitsanalyses voor kranen op dijken (nabij taluds) zijn twee aspecten van belang:

- Statische veiligheid opstelplaats: dit is een fundering op staal-berekening waar gerekend wordt met het effectieve funderingsoppervlak.
- Macrostabieliteit van kraan en talud op basis van een glijvlakberekening.

Deze aspecten worden doorgaans los van elkaar beoordeeld met een analytische methode. In complexere situaties wordt ook gebruik gemaakt van 2D of 3D EEM analyses.

Er zijn verschillende soorten kranen, waarbij rupskranen en gestempelde mobiele kranen het meest gangbaar zijn bij dijkversterkingsprojecten. Het funderingsoppervlak hangt af van het type kraan, of er draglineschotten gebruikt worden om belastingen te spreiden, etc.

5.4.1 Statische veiligheid opstelplaats (funderingsstabiliteit)

Voor de aanpak van een dergelijke berekening wordt verwezen naar het rapport Begaanbaarheid van bouwterreinen (SBRCURnet, 2017a) en Kraanopstelplaatsen bij windturbines (STOWA, 2019). Hierbij zijn voor waterkeringen de volgende aandachtspunten van belang:

- Keuze van een passende gevolgklasse conform NEN-EN 1990 (NEN, 2019)
- Hanteren van de juiste partiële factoren op belastingen en grondsterkte behorende bij een fundering op staal.
- Bepalen van de relevante belastingsituaties. Bijvoorbeeld het overhoeks draaien van de kraan, het oppakken van planken.
- Reductie van de draagkracht van de ondergrond onder invloed van een talud.

In relatie tot de laatste 2 punten is het van belang om na te gaan of de maatgevende richting qua excentriciteit van de belasting wel of niet samenvalt met de maatgevende bezwijkrichting in het geval van de aanwezigheid van een (dijk)talud.

Met de analytische methode moeten veel versimpelingen en aannames worden gedaan met betrekking tot o.a. belastingspreiding, vorm van het glijvlak (Prandtl-wig of cirkelvormig glijvlak), gelaagdheid van de ondergrond, vorm van het funderingsoppervlak en effect van het dijkstalud. In die gevallen (met name bij kraanopstelplaatsen op de dijk) kan het raadzaam zijn om een 3D EEM analyse uit te voeren. Omdat het wellicht niet werkbaar is om voor iedere kraanopstelplaats een 3D EEM analyse uit te voeren, kan ook gekozen worden om op basis van enkele van dergelijke berekeningen te onderzoeken welke analytische benadering en uitgangspunten zo goed mogelijk passen bij de projectsituatie.

5.4.2 Macrostabieliteit

Kraanbelastingen kunnen leiden tot hoge maaiveldbelastingen. Wanneer deze kraanbelasting nabij een talud aangrijpt, dient de macrostabieliteit van het talud incl. kraanbelasting getoetst te worden.

Voor de toetsing van de taludstabiliteit kan de reguliere aanpak met glijvlakberekeningen gevolgd worden, waarbij de partiële factoren voor de taludstabiliteit worden toegepast. Enkele aandachtspunten:

- In voor de dijkversterking aangebracht grondlagen kan er al sprake zijn van overconsolidatie ($POP > 0$ kPa) ten gevolge van het verdichten van deze grondlagen;

- In de praktijk wordt voor de kraanbelasting niet uitgegaan van het effectief funderingsoppervlak (voor een fundering op staal), maar wordt de totale kraanbelasting inclusief gewicht van eventuele draglineschotten (rekenwaarden) verdeeld over de lengte van de schotten (als ze haaks op het talud geplaatst zijn) en de breedte van een afschuifvlak (afhankelijk van de insnijddiepte van het glijvlak), vanwege de beperkte breedte van de belasting en het 2D-karakter van een standaard glijvlakberekening;
- De initiële consolidatiegraad ten gevolge van de bovenbelasting, welke afhankelijk is van de mate van voorbelasting, zie ook paragraaf 5.3.2 en (STOWA, 2015);
- Indien relevant moeten ook de effecten van trillingen en wateroverspanningen in de beschouwing worden meegenomen, zie paragraaf 5.5.

5.5 Risicoanalyse trillingseffecten

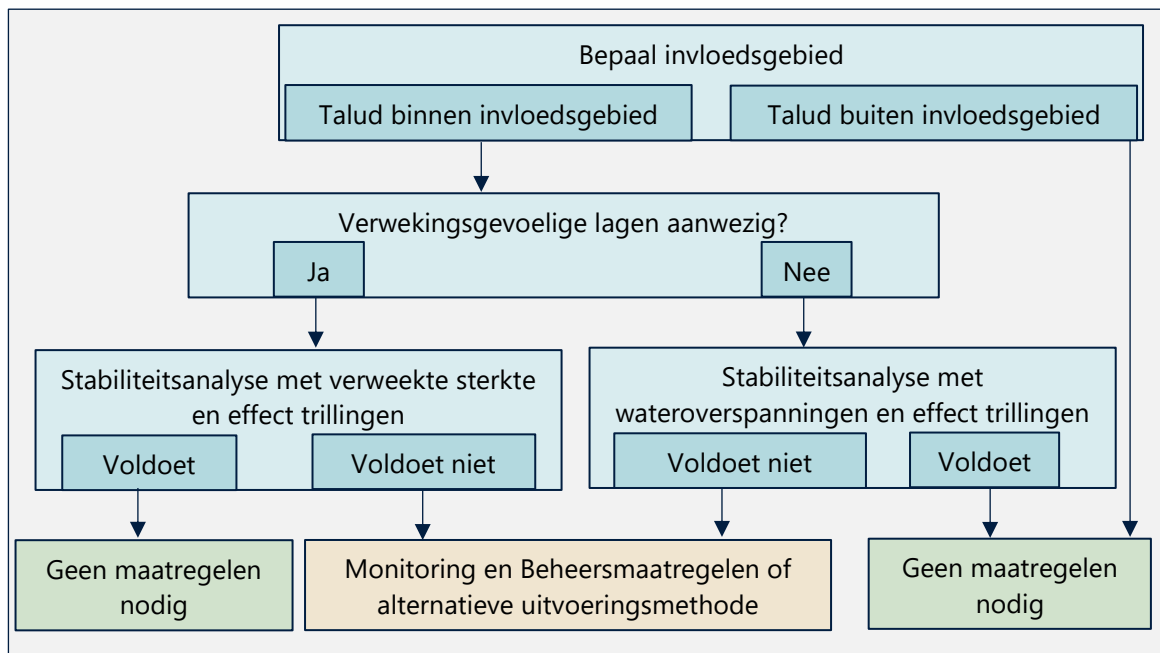
Met het aanbrengen van damwanden in en nabij waterkeringen kan de standzekerheid ervan in gevaar komen. Stabiliteitsverlies van grondlichamen – met name taluds – treedt op wanneer de grondweerstand tegen afschuiven overschreden wordt. Door de dynamische belastingen, veroorzaakt door het trillen van damwanden, wordt de weerstand verminderd. Hierbij treden twee mechanismes op:

- het ontstaan van wateroverspanningen;
- versnellingsbelasting op het grondmassief.

5.5.1 Stabiliteitsverlies door wateroverspanningen

Bij het intrillen van damwanden in verzadigd zand ontstaat wateroverspanning, met name als het zand los gepakt is. De wateroverspanningen leiden tot een afname van de korrelspanningen en daarmee de weerstand tegen afschuiven. Op het moment dat de wateroverspanningen niet afdoende kunnen afvloeien, bestaat er risico op instabiliteit. Bij een geringe stabiliteit leidt dit tot grote gronddeformaties. In losgepakte zandlagen in onderwatertaluds kan een verwekingsvloeiing ontstaan.

Voor analyseren van het effect van wateroverspanningen op taludstabiliteit kan het stroomschema in figuur 5.3 worden gehanteerd.



Figuur 5.3: Stroomschema analyse effect wateroverspanningen op taludstabiliteit

De verwekingsgevoeligheid van verzadigd zand werd in het verleden vaak beoordeeld op basis van het relatieve poriëngehalte R_n . Globaal kan worden gesteld dat bij gronden met $R_n > 0,55$ de kans op het optreden van verweking gering is. Beneden $R_n = 0,33$ is de kans groot, voor $0,33 > R_n > 0,55$ 'matig'. Steeds vaker wordt gebruik gemaakt van de 'state parameter' (Ψ) (Hoff & Nooy Van Der Kolff, 2012; Rijkswaterstaat, 2019). Hierbij wordt over het algemeen het criterium gehanteerd dat zandlagen met een state parameter lager dan $\Psi = -0,05$ niet verwekingsgevoelig zijn.

Echter, ook in lagen die niet verwekingsgevoelig zijn (ofwel matig tot vastgepakte zandlagen) kunnen wateroverspanningen optreden, dit geldt ook voor kleilagen. De hoogte van de wateroverspanning is afhankelijk van veel factoren. Over het algemeen neemt het risico toe bij zwaarder hei- of trilwerk, fijnere zandlagen, insluiting van zandlagen door minder goed doorlatende lagen. Het vooraf inschatten van de wateroverspanningen is daardoor complex. Over het algemeen nemen de wateroverspanningen exponentieel af met de afstand tot de bron:

$$WOSP = k \cdot e^{bx} \text{ [kPa]}$$

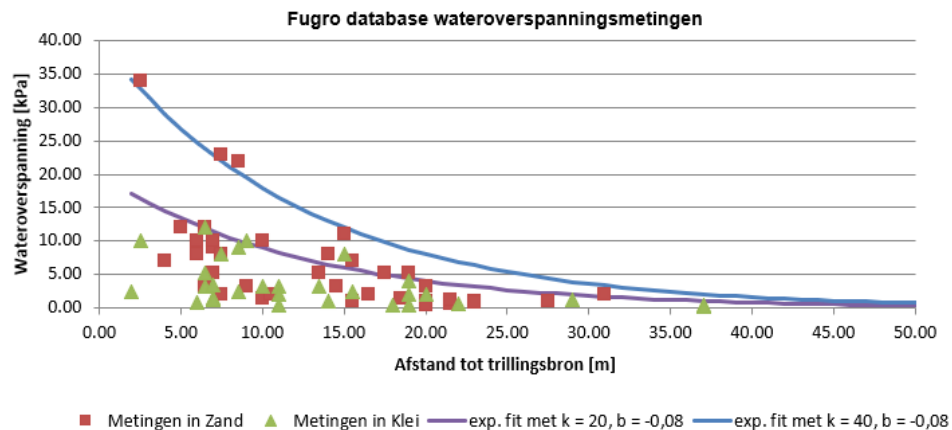
Vergelijking 5.1

Waarin:

- k = empirische constante
- b = empirische constante
- x = afstand tot de bron [m]

Door Fugro is een database opgesteld met gemeten wateroverspanningen bij het heien en trillen van palen en damwanden, zie figuur 5.4. Te zien is dat de bandbreedte in gemeten waarden groot is. Dit komt overeen met het beeld uit de inventarisatie uit (SBRCURnet,

2017b). In figuur 5.4 zijn ook bovengrenswaarden aangegeven die gehanteerd kunnen worden om indicatieve stabiliteitsanalyses uit te kunnen voeren om te bepalen of wateroverspanningen relevant zijn om mee te nemen in de stabiliteitsanalyse. Indien dit het geval blijkt, wordt geadviseerd om ofwel beheersmaatregelen te nemen, ofwel de wateroverspanningen nauwkeuriger in te schatten. Dit kan bijvoorbeeld door metingen in projecten met vergelijkbare omstandigheden te beschouwen of door een praktijkproef uit te voeren.



Figuur 5.4: Gemeten wateroverspanningen bij trillen en heien van damwanden en palen (Fugro, 2022))

Mogelijke beheersmaatregelen zijn het hanteren van een wachttijd tussen het installeren van de palen of planken, zodat de wateroverspanningen kunnen dissiperen. De benodigde wachttijd kan bepaald worden door middel van monitoring. Een andere beheersmaatregel is het installeren van een bemaling, waarmee een tijdelijke onderspanning wordt gecreëerd ter stabilisatie van het talud. Ook het aanleggen van een steunberm kan een oplossing zijn om stabiliteitsproblemen te voorkomen. Daarnaast kunnen installatiemethoden worden toegepast waarbij de trillingen beperkt worden.

In kleilagen is de sterkte afname door wateroverspanningen vaak beperkt, omdat sprake is van ongedraineerd gedrag.

5.5.2 Vervormingen door versnellingsbelasting

Bij taluds die toch al een marginale veiligheid hebben tegen afschuiven, kan een dynamische belasting (het trillen van damwanden) de bekende druppel vormen die instabiliteit tot gevolg heeft. Het vervormingsmechanisme daarbij is niet een plotselinge afschuiving maar het bij iedere damwand trillen een minimale afstand verschuiven van het talud. Gesommeerd over een groot aantal wisselingen, zoals die bij in- en uittrillen zullen voorkomen, kan dit een aanzienlijke verplaatsing geven.

Het risico op grote vervormingen is inzichtelijk te maken door een stabiliteitsberekening uit te voeren waarbij als dynamische belasting een versnelling wordt opgelegd (aardbevingscomponent). De grootte van de versnelling zal op basis van inzicht moeten

worden gekozen, waarbij ook de afstand van het talud tot de trillocatie een rol speelt. Met de prognosemethodiek uit CUR 166 (CUR, 2012) is een snelheidswaarde voor de trilling in grond te bepalen. Door de dominante frequentie van de trilling erin te betrekken, is een versnellingswaarde te bepalen. Het effect van de horizontale trillingsbelasting is over het algemeen bepalend voor de stabiliteit ten opzichte van de verticale trillingsbelasting. Vanzelfsprekend moet in de stabiliteitsberekeningen rekening worden gehouden met de wateroverspanning als gevolg van het trillen van damwanden. Voor de berekening kunnen stabiliteitsprogramma's worden gebruikt die de optie hebben om een aardbevingsbelasting op te leggen. Hierbij kan de grootte van de versnelling worden afgestemd op de omvang van het afschuifvlak in relatie tot de golflengte en de afstand tussen de trillingsbron en het afschuifvlak. Hierbij is de gemiddelde versnelling in het afschuifvlak relevant en niet zozeer de piekwaarde. Benadrukt wordt dat deze quasi-statische methode een grove benadering is, welke primair bedoeld is om het risicoprofiel ten aanzien van grote vervormingen te bepalen. Indien blijkt dat het risicoprofiel te hoog is, kunnen nadere analyses worden uitgevoerd, een trilproef worden gedaan, of tijdens het werk gemonitord worden in combinatie met beheersmaatregelen.

6. Stabiliteitsverhogende maatregelen

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op stabiliteitsverhogende maatregelen. Dit kunnen zowel preventieve maatregelen zijn die in het uitvoeringsontwerp worden genomen als noodmaatregelen die kunnen worden opgenomen in een hoogwateractieplan. De genoemde maatregelen in dit hoofdstuk zijn de in de praktijk meest gebruikelijke maatregelen. Projectspecifiek kunnen ook andere maatregelen passend zijn.

6.1 Maatregelen in het uitvoeringsontwerp

Het is niet ongewoon dat de maatgevende situatie bij het ontwerp van een dijkversterking niet optreedt bij een hoogwater in de gebruiksfase, maar tijdens de uitvoeringsfase bij reguliere waterstanden. Tijdens het ophogen is de ondergrond vaak nog niet op volle sterkte door de aanwezigheid van wateroverspanningen. Inzet van (groot) materieel zorgt voor hoge bovenbelastingen. Toepassing van overhoogtes voor zettingscompensatie en/of zettingsversnelling zorgen voor een extra belasting en hierbij kunnen tijdelijk steilere taluds benodigd zijn dan in het eindontwerp.

Voor de maakbaarheid van de dijkverbetering kunnen daarom stabiliteitsverhogende maatregelen benodigd zijn. De volgende oplossingen zijn gangbaar en verhogen de stabiliteit op voorhand.

6.1.1 Maatregelen ter reductie van wateroverspanningen

Hieronder zijn voorbeelden van maatregelen ter reductie van wateroverspanningen gegeven. Maatregelen die met een * gemarkeerd zijn, verhogen ook de stabiliteit in definitieve situatie.

- Toepassen ophoogfasering. Door de ophoging in meerdere slagen met tussentijds wachttijden uit te voeren wordt voorkomen dat wateroverspanningen te groot worden en wordt gezorgd dat wateroverspanningen ten gevolge van de ophoging (gedeeltelijk) kunnen dissiperen, waardoor de sterkte toeneemt. Wachttijden tussen ophoogslagen kunnen vergroot worden tot de gewenste stabiliteit bereikt is voor de volgende ophoogslag, zie ook hoofdstuk 5.
- Toepassen verticale drainage. Door toepassing van verticale drainage nemen wateroverspanningen tijdens de uitvoering sneller af en zijn deze gelijkmatiger verdeeld over de hoogte. Aandachtspunt hierbij is het vermijden van kortsluiting met watervoerende (tussen)zandlagen en de afvoer van water aan maaiveld. Voor de werking van de drainage is een goed doorlatende zandlaag aan maaiveld wenselijk, maar vanuit het dijkontwerp (o.a. erosiegevoeligheid) kan dit juist ongewenst zijn. Het is – zeker bij grote zettingen – vaak ook niet haalbaar om deze zandlaag achteraf weer te verwijderen. Bij het dimensioneren van de zandlaag moet er rekening mee gehouden worden dat de laag ook na zettingen nog voldoende af kan wateren. Bij grote doorlooptijden in de uitvoering en bij grote zettingen is de levensduur cq. het risico op dichtslibben van de drainage een aandachtspunt. In de eindsituatie is het vanuit

het oogpunt van waterhuishouding en waterveiligheid juist wenselijk dat de drains niet meer functioneren (risico op grotere indringingslengte bij hoogwater, verschillen in waterkwaliteit, wijzigingen in freatische lijn, etc.). Verticale drainage is alleen effectief bij een slappelagenpakket dat dikker is dan 3 à 4 m.

6.1.2 Maatregelen ter reductie van belastingen

Hieronder zijn voorbeelden van maatregelen ter reductie van belastingen gegeven.

Maatregelen die met een * gemarkeerd zijn, verhogen ook de stabiliteit in definitieve situatie.

- Beperkingen in bovenbelasting. Dit kan door het gewicht van materieel te beperken, door materieel van de kruin of taludranden te weren, door beperkingen op te leggen aan gelijktijdige aanwezigheid van materieel, of door beperkingen op te leggen aan de excentriciteit van belastingen. Bij inzet van groot materieel kunnen rijplaten of draglineschotten (één of meerdere lagen) gebruikt worden om de belasting te spreiden. Ook het beperken van opslag op de dijk (damwandplanken, depots klei, zand, bestorting etc.) valt in deze categorie. Dit kan voor aanzienlijke bovenbelastingen zorgen en wordt in het ontwerp niet altijd tijdig meegenomen.
- In specifieke situaties kan het mogelijk zijn om de hoogwaterbelasting te beheersen. Bijvoorbeeld door een rivierarm (tijdelijk) om te leiden of af te sluiten of door de hoogwatergolf af te vlakken met een waterbuffer.
- Vermijden van belastingcombinaties. Dit kan door beperkingen op te nemen voor het werken bij bepaalde buitenwaterstanden, grondwaterstanden, windkrachten, etc. Voor kortdurende niet-planningsgevoelige maatregelen kan mogelijk gewacht worden op gunstige omstandigheden, zoals een laagwater.
- Afhankelijk van de geometrie van de dijk kan het acceptabel zijn om een tijdelijke kruinverlaging of taludverflauwing toe te passen. Dit komt bijvoorbeeld voor in situaties waar een tijdelijk kraanopstelling op de dijk nodig is, waarbij deze 'afgetopt' wordt, zodat de netto belasting beperkt wordt en het oppervlak om de kraan op te stellen groter wordt. Een ander voorbeeld is het vergroten van de afstand tussen kraan en damwand, waardoor een taludverflauwing mogelijk wordt.
- Ook toepassing van licht ophoogmateriaal* voor een deel van de opbouw van de dijk of voor tijdelijke ophogingen (bouwweg, werkterrein) kan een mogelijkheid zijn. Hierbij kan gedacht worden aan bijvoorbeeld flugzand of bims. Materiaal dat gevoelig is voor opdrijven (bijv. EPS) is in beginsel niet toepasbaar.

6.1.3 Maatregelen ter vergroting van de weerstand in het glijvlak of de passieve weerstand

Hieronder zijn voorbeelden van maatregelen ter vergroting van de weerstand in het glijvlak of de passieve weerstand gegeven. Maatregelen die met een * gemarkeerd zijn, verhogen ook de stabiliteit in definitieve situatie.

- Door toepassing van geotextielen of geogrids kan de stabiliteit verhoogd worden. Eerste aandachtspunt hierbij is de veelal beperkte beschikbare aanhechtingslengte in verband met de beperkte breedte van de dijk. Tweede aandachtspunt hierbij is dat bij toepassing

in een definitief ontwerp andere materiaalfactoren gelden dan voor toepassing voor een kort tijdsbestek. Daarnaast zijn er aandachtspunten ten aanzien van de levensduur, adaptiviteit en duurzaamheid.

- Toepassing van een grondverbetering*. Hierbij is het aan de ene kant mogelijk om door middel van grondverbetering het gewicht in het passieve deel van het glijvlak te verhogen, bijvoorbeeld op slootbodems. Aan de andere kant kan door middel van grondverbetering ter plaatse van het glijvlak de sterkte in de ondergrond vergroot worden. Gezien de diepte van glijvlakken komen dan snel technieken als soil mixing, grout- of zandkolommen, etc. in beeld.
- Toepassing van een tegengewicht. Analoog aan de toepassing van een grondverbetering kan ook tijdelijk gewicht toegevoegd worden aan passieve zijde van het glijvlak met behulp van een (tijdelijke) taludverflauwing, tijdelijke berm, bigbags, etc. Hieronder valt ook het (tijdelijk) dempen van teensloten of tijdelijk opzetten van slootpeilen.
- Toepassing van vacuümconsolidatie* kan op verschillende manieren bijdragen aan de uitvoeringsstabiliteit. Door actief de waterdrukken te verlagen, worden wateroverspanningen verlaagd of vermeden. Bij het bereiken van een onderdruk worden de korrelspanningen, en daarmee de schuifsterkte in de ondergrond verhoogd. Tot slot wordt bij toepassing van vacuümconsolidatie in klei- en veenlagen de grensspanning verhoogd waardoor bij ongedraineerd rekenen een hogere schuifsterkte in rekening gebracht kan worden.
- Het toepassen van een tijdelijke constructie, zoals een damwand, vernageling of een palenwand.

6.1.4 Maatregelen ter verhoging van de lokale stabiliteit

- Als de globale stabiliteit voldoende is, maar lokaal steile taluds benodigd zijn, kunnen deze opgebouwd worden met behulp van L-wanden, bigbags, geotubes, gewapende grond of vergelijkbaar.

6.2 (Nood)maatregelen in een hoogwateractieplan

Een van de meest voorkomende maatregelen ter verhoging van de rekenkundige stabiliteit is door het uitvoeringsontwerp erop in te richten dat bepaalde (belastings)situaties of werkzaamheden niet gelijktijdig optreden met een hoogwater. Een voorbeeld hiervan is het plannen van ophoogslagen buiten het gesloten seizoen, zodat de waterspanningen als het hoogwaterseizoen begint al voor een deel gedissipeerd zijn.

In het hoogwaterveiligheidsplan moeten dan maatregelen opgenomen worden om – mocht een hoogwater toch optreden – de veiligheid te garanderen. Daarbij moet bedacht worden dat ook buiten het hoogwaterseizoen hoogwaters kunnen optreden. De meest voorkomende maatregelen zijn:

- Het verbieden van bouwverkeer of materieel op de dijk tijdens hoogwater.
- Het weer aanvullen van een ontgraving in aanloop naar een hoogwater.

- Het verwijderen van een depot in aanloop naar een hoogwater.
- Het (deels)verwijderen van een ophoogslag in aanloop naar een hoogwater. De haalbaarheid hiervan is mede afhankelijk van het totale volume grond.

Een hoogwater kan ook optreden als de aannemer afwezig is. Er zijn veel gevallen bekend van afgeschoven dijken in het weekend, omdat op vrijdagmiddag een zware belasting (bijvoorbeeld een kraan of gronddepot) op de kruin van de dijk is achtergelaten. Dit kan worden voorkomen door vooraf bij de inrichting van het werk na te denken over locaties waar zwaar materieel en materiaal kan worden gestald.

Daarnaast is een aantal maatregelen denkbaar die de stabiliteit tijdelijk kunnen verhogen tijdens een hoogwater. Daarbij kan gedacht worden aan:

- (Spannings)bemalingen of ontlastbronnen.
- Tijdelijke steunbermen.

Van belang bij alle bovengenoemde maatregelen is dat gewaarborgd wordt dat deze maatregelen ook binnen de waarschuwingstijd uitgevoerd kunnen worden. Voor verschillende (typen) dijken kan de waarschuwingstijd verschillen. In de meeste gevallen betekent dit dat het benodigde materiaal en materieel standaard op het werk beschikbaar moet zijn.

Voor een uitgebreid overzicht van noodmaatregelen wordt verwezen naar de online 'Wiki Noodmaatregelen Waterkeringen', <https://wiki-noodmaatregelen.nl>.

7. Geotechnische monitoring grondophogingen

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden handvatten gegeven voor geotechnische monitoring van grondophogingen. De meeste aandacht gaat uit naar monitoring ten behoeve van uitvoeringsstabiliteit, maar ook monitoring voor zettingen en consolidatie worden kort benoemd, omdat deze een relatie (kunnen) hebben. Voor monitoring ten behoeve van omgevingsbeïnvloeding wordt verwezen naar hoofdstuk 9.

Het monitoren van praktijkproeven (bijvoorbeeld proefterpen en trilproeven) valt buiten de scope van deze handreiking. Hiervoor dient bij de opzet van de proef een gedetailleerd monitoringsplan opgesteld te worden, dat wordt afgestemd op het doel/de doelen van de proef.

Achtereenvolgens worden de volgende instrumenten behandeld: waterspanningsmeters, tensiometers, peilbuizen, trillingsmeters, zakbaken, hellingmeetbuizen en perkoenpalen. Een kort overzicht van de nut en noodzaak van elk instrument staat in tabel 7.1.

Tabel 7.1: Nut en noodzaak geotechnische monitoringsinstrumenten

Type instrument	Nut en noodzaak geotechnische monitoring
Waterspanningsmeter	Metten van wateroverspanningen in (dikke) slecht-doorlatende grondlagen onder de grondwaterstand. Verificatie uitvoeringsstabiliteit en ophoogfaserings (wateroverspanningen). Meting wateroverspanning in (zand)lagen door intrillen damwanden.
Tensiometer	Metten zuigspanningen onverzadigde zone. Meenemen extra sterkte onverzadigde zone
Peilbuizen	Metten van stijghoogte in goed doorlatende lagen. Verificatie freatisch vlak onder ophoging, meting respons getij, meting wateroverspanning in tussenzandlagen.
Trillingsmeter	Metten trillingen t.b.v. taludstabiliteit, bijvoorbeeld bij intrillen damwanden.
Zakbaak	Verificatie zettingen t.b.v. kruinhoogte, restzettingen en gezet profiel, cross check waterspanningsmeters t.b.v. consolidatieverloop.
Hellingmeetbuis	Metten horizontale grondvervormingen, vooral zinvol bij belendingen
Perkoenpalenrij	Visuele controle op vervormingen, levert geen meetdata voor verificatie berekeningen

De basis voor uitvoeringsmonitoring vormen de berekeningen van de uitvoeringsstabiliteit inclusief eventuele ophoogfaserings (zie hoofdstuk 5). Omdat de onzekerheid in consolidatie- en samendrukbaarheidsparameters relatief groot is, worden in het ontwerp aannames gedaan om tot een realistisch ontwerp te komen. Deze aannames dienen tijdens uitvoering geverifieerd te worden, zodat geborgd wordt dat het ontwerp voldoende veilig is. Als bijvoorbeeld de consolidatiesnelheid lager is dan in het ontwerp is aangenomen leidt dit tot een (te) lage uitvoeringsstabiliteit als het ophoogschema uit het ontwerp wordt

aangehouden. In dat geval zal de ophoogfasering tijdens de realisatiefase aangepast moeten worden, of moeten andere stabiliteitsverhogende maatregelen genomen worden.

7.2 Monitoringsstrategie

Voordat er een concreet monitoringsplan met type instrumenten, aantallen en locaties wordt opgesteld, is het verstandig om eerst na te denken over de monitoringsstrategie. De centrale vragen die in deze fase beantwoord moeten worden, zijn: waarom meet ik iets, hoe kan ik dit meten, wat kan ik met de meetdata en wat kan ik nog doen (ingrijpen)? Daarbij geldt dat monitoring met instrumenten een aanvulling is op kwaliteitsbewaking door middel van visuele inspectie.

In deze fase moet ook nagedacht worden over het besluitvormingsproces: wie moet betrokken worden, wie neemt de besluiten, hoe lang duurt dit, etc. Dit heeft een relatie met de reële mogelijkheden tot ingrijpen en de alarmwaarden die moeten worden vastgesteld.

Er zijn grofweg twee monitoringsstrategieën te onderscheiden:

1. Intensief meten op slim gekozen locaties, bijvoorbeeld rekendoorsnedes waar ook uitgebreid grondonderzoek beschikbaar is (ervan uitgaande dat de rekendoorsnedes ook maatgevende locaties zijn). Hiermee kan de onzekerheid die nog in het ontwerp aanwezig is t.a.v. uitvoeringsstabiliteit tijdens de uitvoering verkleind worden. Deze strategie wordt aanbevolen voor het verifiëren van de uitvoeringsstabiliteit omdat maatgevende locaties bepalend zijn voor het ophoogtempo van een uitvoeringsvak en op deze locaties 'meevallers' dus de meeste tijdswinst opleveren.
2. Het verspreiden van instrumenten om zo goed mogelijk zicht te krijgen op variaties in de ondergrond. Deze strategie kan bijvoorbeeld nuttig zijn als er veel metingen op relatief eenvoudig/goedkoop uit te voeren zijn, bijvoorbeeld het verifiëren van de kruinhoogte.

Een van de uitkomsten van het bepalen van de monitoringsstrategie kan zijn om praktijkproeven uit te voeren. Als bijvoorbeeld de minimale consolidatiegraad ten gevolge van bovenbelastingen bepalend is voor de uitvoeringsplanning, kan het nuttig zijn om deze te bepalen met een praktijkproef. Voor boezemkaden is dit in het verleden al eens gedaan voor consolidatie door verkeersbelasting (STOWA, 2015).

7.3 Monitoringsplan

Een monitoringsplan dient minimaal de volgende zaken te bevatten:

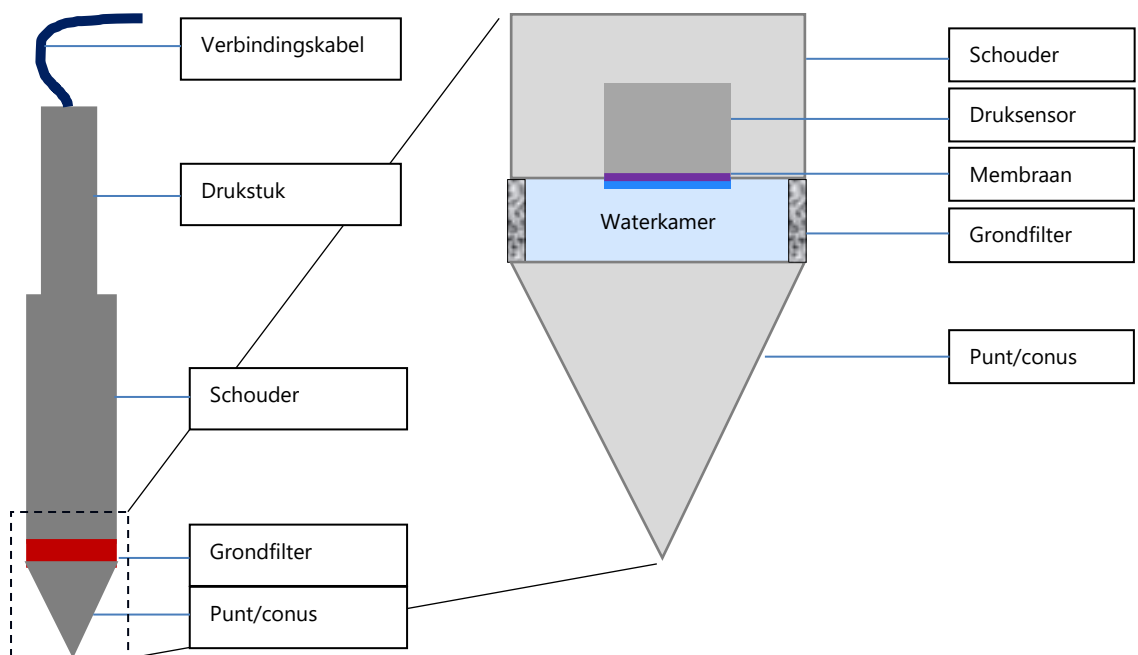
- Algemene projectinformatie (locatie, voorgenomen werkzaamheden, verantwoordelijken, etc.);
- Welke schademechanismen relevant zijn;
- Per schademechanisme de te hanteren meetuitvoering;
- Per relevant schademechanisme de aan te houden grenswaarden en actieplan;
- Communicatieplan.

Voor een uitgebreidere toelichting wordt verwezen naar paragraaf 8.7.1 van (Halter et al., 2016).

7.4 Waterspanningsmeters

7.4.1 Wat zijn waterspanningsmeters?

Een waterspanningsmeter (WSM) is een meetinstrument dat afgedicht geplaatst is in de ondergrond, zodanig dat deze alleen reageert op de omringende grondwaterdruk en niet op de grondwaterdruk op andere diepten. Een waterspanningsmeter meet absolute (water)drukken, zodat dit instrument gevoelig is voor luchtdrukvariaties. Een waterspanningsmeter bestaat uit diverse onderdelen, waaronder een waterkamer, grondfilter en sensor, zie figuur 7.1.



Figuur 7.1: Schematische weergave onderdelen waterspanningsmeter (POV Macrostabieliteit, 2019)

Figuur 7.2: Detail grondfilter met waterkamer en sensor (doorsnede)

Een waterspanningsmeter heeft – in tegenstelling tot een peilbuis – geen groot volume toestromend water nodig om drukveranderingen te meten. Daarmee zijn waterspanningsmeters geschikt om waterdrukken en drukveranderingen te meten in slecht doorlatende grondlagen, zoals klei en veen.

Er zijn wisselende ervaringen met waterspanningsmeters tijdens dijkversterkingsprojecten. Slechte ervaringen zijn vaak te wijten aan sensoren van te lage kwaliteit, onzorgvuldige installatie (plaatsingsfouten) of het optreden van gasvorming. Een uitgebreider overzicht van foutenbronnen staat in tabel 8.8 van (Halter et al., 2016).

De kwaliteit van de WSM-sensor wordt onder andere bepaald door de gevoeligheid van de sensor en het benodigde meetbereik. Dit is nader beschreven in het Protocol voor de selectie

en installatie van waterspanningsmeters (POV Macrostablieit, 2019). Voor dijkversterkingsprojecten wordt minimaal sensorklasse 3 aanbevolen, zie tabel 7.2. In het Protocol (POV Macrostablieit, 2019) staan ook richtlijnen voor de juiste en zorgvuldige installatie van waterspanningsmeters.


Tabel 7.2: Klasse-indeling sensorunits waterspanningsmeters (POV Macrostablieit, 2019)

Klasse	1	2	3	4
Membraan sensor	RVS316	RVS316	RVS316	RVS316
	Laser gelast	Laser gelast	Laser gelast	Laser gelast
Type uitgang	4..20mA of 0...10V	I2C	4..20mA of 0...10V	RS485
Meetparameters	druk	druk + temp	druk	druk + temp
Total error band (druk) *	1% - 2% FS	0,7% FS	0,25% FS	0,1% FS
Total error band (temperatuur)	-	2 °C	-	0,5°C
Min. eis lineariteit	0,7% FS	0,40% FS	0,15% FS	0,01% FS
Max. toegestane herhaalfout #	2% FS	0,7% FS	0,25% FS	0,1% FS
Max. toegestane hysteresis	0,01% FS	0,01% FS	0,01% FS	0,01% FS
Max. toegestane temperatuurfout	0,50% FS	0,30% FS	0,20% FS	0,10% FS
A/D convertor in sensor unit	Nee	Nee	Ja	Ja
Automatische ontgassing sensor unit	Nee	Nee	Nee	Ja
Verticale verplaatsing sensor meetbaar	Nee	Nee	Ja	Ja
Materiaal behuizing WSM sensor	PVC/RVS316	PVC/RVS316	RVS316	RVS316
* = inclusief lineariteit, herhaalfout, hysteresis en temperatuurfout				
# = Zie definitie 2.21 uit bijlage A.1.1				

Gasvorming is een fenomeen dat in de praktijk alleen optreedt in veenlagen en (zeer) organische kleilagen. Het verstoren van waterspanningsmetingen door gasvormingen is een fenomeen dat nog niet volledig begrepen wordt. Het meest uitgebreide onderzoek is gedaan in het kader van de POV Macrostablieit (POV Macrostablieit, 2020a). Gasvorming is zichtbaar als het (schijnbaar) oplopen van de druk in de waterspanningsmeter zonder dat dit verklaarbaar is (bijv. door een grondophoging) eventueel in combinatie met (repeterende) drukvallen van de waterspanning. Voorbeelden van verstoringpatronen die geassocieerd worden met gasvorming, staan in tabel 7.3.

Tabel 7.3: Drie hoofdtypen van druksignalen die aan gasbeldruk zijn toegeschreven (bron: POV Macrostablieit (2020a))

Type	Herkenning	Periode / amplitude	Visueel	Hypothese proces
1	Abrupte drukafname, zaagtand (blauwe lijn)	Na asymptotische toename	Periodiek, divers / enkele kPa	Ontgassing van water tot bereiken van ontsnappingsdruk (ventiel), doorlopende gasproductie in directe omgeving.
2	Abrupte stijging, zaagtand	Gevolgd door asymptotische daling	Periodiek, divers / enkele kPa	Toetreding door dieper ventiel, gevolgd door relatief snelle uitdrijving van water en/of oplossen in water.

Type	Herkenning		Periode / amplitude	Visueel	Hypothese proces
3	Geleidelijke druktoename (zwarte lijn)	Valt pas op in vergelijking met andere reeksen	Weken tot maanden / tot 10 kPa		Ontgassing van water in omgeving waar geen ventiel beschikbaar is binnen fysiek bereik van de bel.

Het optreden van verstoring door gasvorming is momenteel nog niet te voorspellen of te voorkomen. De beste correctieve maatregel bij het optreden van verstoringen door gasvorming is het bijplaatsen van een extra waterspanningsmeter naast een verstoord exemplaar. Het is ook gebleken dat verstoring door gasvorming een zeer lokaal fenomeen is en dat op 0,2 m à 0,3 m afstand van een probleemlocatie geen probleem meer hoeft te zijn.

7.4.2 Meetdoelen waterspanningsmeters

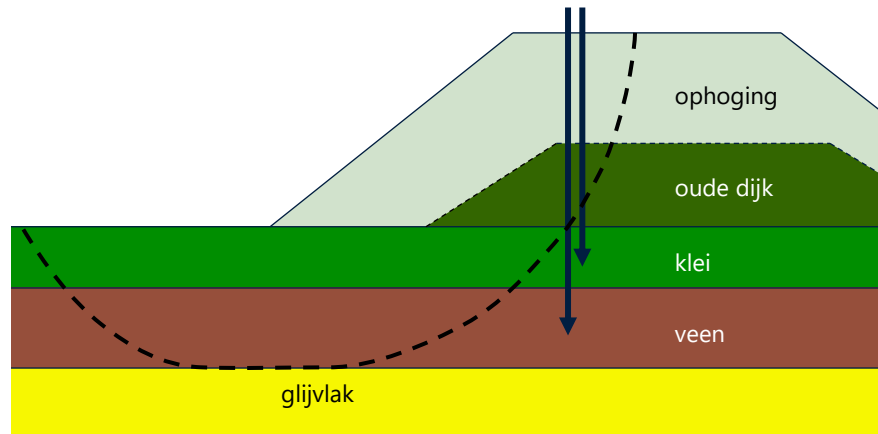
Het belangrijkste meetdoel van waterspanningsmeters is het bepalen van de wateroverspanning in slecht doorlatende grondlagen, zodat de consolidatiegraad vergeleken kan worden met de uitvoeringsstabiliteitsberekeningen. Het is daarbij gebruikelijk om de WSM's te plaatsen op de locatie waar de grootste ophoging plaats vindt, zie figuur 7.3. Hier treedt immers ook de grootste wateroverspanning op die bepalend is voor de stabiliteit en wordt de meting beperkt beïnvloed door belastingspreiding. Vervolgens wordt op basis van de consolidatiegraad ter plaatse van de waterspanningsmeter de wateroverspanning voor de andere locaties in het dwarsprofiel bepaald. Alternatief is om meerdere waterspanningsmeters in het dwarsprofiel te plaatsen, wat tot een optimaler ontwerp leidt, maar ook een grotere monitoringsinspanning vergt.

Indien er meerdere grondlagen (met andere consolidatiecoëfficiënten) aanwezig zijn, wordt geadviseerd in elke relevante grondlaag een waterspanningsmeter te plaatsen om de uitgangspunten per laag te verifiëren. Aanbevolen wordt verder om bij het bepalen van de locatie in het dwarsprofiel de waterspanningsmeters dusdanig te plaatsen dat ze tijdens de uitvoering niet in de weg staan.

Door het plaatsen van meerdere WSM's in het dwarsprofiel kan ook meer inzicht worden verkregen in het effect van belastingspreiding en de mobilisatie van de schuifsterkte. Als WSM's in de teen van de ophoging toegepast worden, kan een oplopende waterspanning (meer dan verwacht zou worden ten gevolge van belastingspreiding) een indicatie geven dat de maximale sterkte in het actieve deel volledig is gemobiliseerd en alle opgebrachte belasting naar het deel van het grondmassief nabij de meters ter plaatse van de teen wordt overgedragen. Voor een betrouwbare inschatting van de ligging van het 'plasticiteitsfront' zijn meerdere WSM's op verschillende dieptes en in verschillende verticalen benodigd (CUR, 1993). Deze manier van monitoren is minder gebruikelijk en vraagt een intensieve monitoring en uitvoeringsbegeleiding.

Voor situaties waar de waterspanning in de cohesieve lagen sterk kan fluctueren, wordt geadviseerd om buiten de invloed van de ophoging één of meerdere waterspanningsmeters

te plaatsen, zodat de waterspanning buiten de ophoging bekend is en de wateroverspanning ter plaatse van de ophoging kan worden vastgesteld. Dit is vooral relevant bij buitenwaartse versterkingen waarbij de waterspanning in deklagen in het voorland sterk kan fluctueren en/of op voorhand niet precies bekend is.



Figuur 7.3: Locatie waterspanningsmeters in dwarsprofiel (schematisch)

Daarnaast kan het zinvol zijn om waterspanningsmeters te plaatsen op meerdere locaties in het dwarsprofiel, bijvoorbeeld met de grootste ophoging en/of dikste pakket cohesieve lagen. Hier zal de consolidatie het grootst zijn / het langst duren.

Tevens dient afgewogen te worden of de waterspanningsmeters verloren of niet-verloren (herwinbaar) geplaatst worden. Beide methoden hebben voor- en nadelen, zie tabel 7.4.

Tabel 7.4: Voor- en nadelen plaatsingsmethode waterspanningsmeters

Plaatsingsmethode	Voordelen	Nadelen
Herwinbaar (niet-verloren)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Instrument kan hergebruikt worden ■ Hoogte stang/gasbuis kan periodiek ingemeten worden zodat zakking sensor bepaald kan worden (nauwkeurige correctie hydrostatische druk) ■ Locatie van waterspanningsmeter blijft duidelijk 	Instrument staat in de weg bij uitvoering (kans op schade)
Verloren	Minder kans op schade (geen stangen op maaiveld)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Mogelijk duurder ■ Na verloop van tijd is sensordiepte niet nauwkeurig meer bekend; geen goede correctie hydrostatische druk mogelijk

7.4.3 Meet- en verzendfrequentie

Er dient een afgewogen keuze gemaakt te worden voor de meet- en verzendfrequentie. Dit heeft invloed op de batterijduur en daarmee de noodzaak voor periodiek onderhoud; een instrument kan tijdens een deel van de werkzaamheden bijvoorbeeld slecht bereikbaar zijn voor onderhoud. De verzendfrequentie dient afgestemd te worden op hoe vaak de metingen beoordeeld worden en welke acties hier vanaf hangen.

Voor reguliere grondophogingen is een meetfrequentie van vaker dan 1x per uur meestal niet nodig. Een lagere meetfrequentie heeft geen significante invloed op de batterijduur. Met een verzendfrequentie van 1x per dag kan tijdig ingegrepen worden bij bijvoorbeeld uitval van een instrument en kan herstel van het meetinstrument tijdig ingezet worden.

7.4.4 WSM's bij trilwerkzaamheden

Het intrillen van bijvoorbeeld damwanden kan lokaal kortdurend (minuten tot circa een half uur) tot wateroverspanningen leiden in zowel zand- als veen- en kleilagen. Deze kunnen de oorzaak zijn van taludinstabiliteit en initiatie van zettingsvloeiing (zie ook paragraaf 5.5). Indien dit een reëel risico is, dient overwogen te worden om waterspanningsmeters in de betreffende laag te installeren zodat tijdig gestopt kan worden met werkzaamheden. Hiervoor dienen de waterspanningen hoogfrequent gemeten te worden (ca. 1 Hz) en real time beschikbaar te zijn tijdens de trilwerkzaamheden. In de praktijk is het niet mogelijk om op alle locaties waar damwanden geïnstalleerd worden waterspanningsmetingen uit te voeren. Tevens is er een risico dat het niet mogelijk is om tijdig in te grijpen. In dat geval kan overwogen worden om voorafgaand aan de trilwerkzaamheden een trilproef uit te voeren. Hiermee kan het risico gekwantificeerd worden en kan project- en/of locatiespecifieke effecten vastgesteld worden. En andere mogelijkheid is om op een aantal maatgevende locaties de wateroverspanningen te meten en dan pas de overige locaties uit te voeren.

Met name zand- en sommige soorten veenlagen zijn gevoelig voor wateroverspanningen door trillingen, vanwege de grotere doorlatendheid. Een peilbuis is te ongevoelig om deze wateroverspanningen te meten (er is een te groot volume toestromend water nodig) en daarom voor deze toepassing ongeschikt.

7.5 Peilbuizen

Bij ophogingen in dijken met een zandige kern dienen bij voorkeur enkele ondiepe peilbuizen geplaatst te worden ter verificatie van de grondwaterstand (freatisch vlak).

Bij de aanwezigheid van (dunne) tussenzandlagen kan het nuttig zijn om daarin peilbuizen te plaatsen om te verifiëren of de drainerende werking van deze laag overeenkomt met de aannames uit het ontwerp.

In het gebied dat door getij beïnvloed wordt (kust en benedenrivierengebied), kan het zinvol zijn om peilbuizen in het watervoerend pakket te plaatsen om de stijghoogterespons te

meten. Deze kunnen bijvoorbeeld een signaleringsfunctie hebben ten aanzien van opbarsten (bijvoorbeeld bij een uitzonderlijk hoog water).

Om getijdegolven zinvol te kunnen meten, is het verstandig om de meetfrequentie in te stellen op 1x per 10 minuten.

7.6 Trillingsmeters

Trillingsmeters worden met name ingezet bij omgevingsmonitoring (zie hoofdstuk 9). Voor uitvoeringsstabiliteit kan het ook zinvol zijn om trillingsmeters in te zetten bij werkzaamheden waar (grote) trillingen verwacht worden, zoals:

- Het intrillen van damwanden.
- Het heien van palen of damwanden.
- Drukken van damwanden (met name bij het opstarten ervan).
- Passeren van (grote aantallen zwaar) bouwverkeer.
- Sloopwerkzaamheden.
- Plaatsen van bestortingen.

Trillingen kunnen zowel op maaiveld als op diepte in de ondergrond gemeten worden (met speciale conussen).

7.7 Zakbaken

Zakbaken zijn belangrijke instrumenten om de (kruin)hoogte van dijken te verifiëren (aanleg- en opleverhoogte, verwachte restzettingen). Bij een weg op de dijk kunnen zakbaakmetingen gebruikt worden om restzettingseisen en dwars- en/of langsvlakheidseisen te verifiëren. Daarnaast zijn zakbaken de belangrijkste cross check van waterspanningsmeters. Zakbaakmetingen zeggen iets over de consolidatiesnelheid van de slappe lagen en zijn daarmee belangrijk voor de uitvoeringsstabiliteit en een onafhankelijke verificatie van de uitkomsten van waterspanningsmetingen. Omdat zakbaken relatief goedkoop zijn ten opzichte van waterspanningsmeters, is het mogelijk om veel meer zakbaken te plaatsen (dus kleinere hart-op-hartafstanden).

Om het zakkingsproces te kunnen volgen, wordt als vuistregel aangeraden om in raaien (lijnen in dwarsrichting van de dijk) met een hart-op-hart-afstand van 50 m zakbaken te plaatsen met een minimum van 3 raaien per afzonderlijk dijktraject (een dijkdeel met globaal dezelfde bodemopbouw, geometrie en versterkingsoplossing). Hiervan kan worden afgeweken bij een zeer grillige of juist zeer constante bodemopbouw. Het aantal zakbaken per raai is afhankelijk van de breedte van de ophoging en varieert tussen de 1 en 4 (Halter et al., 2016).

Zakbaken kunnen handmatig of automatisch (met een GPS-gebaseerd instrument) ingemeten worden. De meetfrequentie dient afgestemd te worden op het zettingsverloop en de verwachte consolidatieperiode, waarbij tijdens het ophogen vaker (één of meerdere keren

per week) gemeten wordt en de meetfrequentie in de tijd afneemt (na ophogen tweewekelijk en dan maandelijks). Bij de meting dient te worden vastgelegd:

1. Niveau bovenkant zakbaak;
2. Niveau maaiveld ophoging;
3. Lengte buizen / stangen of aantal buizen / stangen;
4. Bijzonderheden zoals scheefstand, opgelengd, ongelijk maaiveld, etc.

Belangrijk is om de locaties van de zakbaken dusdanig te kiezen dat ze voor de uitvoering zo min mogelijk in de weg staan. Er moeten voldoende zakbaken te worden geplaatst, omdat een deel tijdens uitvoering defect kan raken (omver gereden worden).

7.8 Hellingmeetbuizen

Hellingmeetbuizen zijn instrumenten om horizontale grondvervormingen te kunnen meten. Ze worden ook wel inclinometers genoemd. Hellingmeetbuizen kunnen op een damwand bevestigd worden (voor inbrengen van een damwand), maar ook als losstaande buis in de grond geplaatst worden (d.m.v. mechanisch boormaterieel). Doorgaans wordt de onderkant van de hellingmeetbuis geplaatst in een onvervormbare laag (meestal een Pleistocene zandlaag). Voor een meting wordt een meetsonde van boven naar beneden door de buis bewogen. Er bestaan zowel handmatige methoden als automatische hellingmeetbuizen. Op basis van de meetresultaten wordt de toename van de hoekverdraaiing bepaald per lengte-eenheid en zodoende de verplaatsing per lengte-eenheid. Door verschillende metingen in de tijd uit te voeren, kan de totale verplaatsing worden bepaald.

Een inclinometer is een geschikt instrument om horizontale grondvervormingen bij belendingen te meten (zie ook hoofdstuk 9 Aandachtspunten omgevingsbeïnvloeding en -monitoring). Met de metingen kan geverifieerd worden dat de vervormingen binnen acceptabele grenzen blijven. Ook voor hellingmeetbuizen geldt dat het doorgaans te laat is om nog in te grijpen als een beginnende afschuiving gemeten wordt.

7.9 Perkoenpalen

Tijdens het ophogen op een slappe ondergrond kan de stabiliteit van de ophoging visueel worden bewaakt door op circa 1 m uit de teen in een rechte lijn perkoenpalen te plaatsen. In de praktijk worden ofwel kleine perkoenpalen toegepast die 1 à 1,5 m diep geplaatst worden met een hart-op-hartafstand van maximaal 10 m, ofwel grote perkoenpalen die 2 tot 3 m diep geplaatst worden met een hart-op-hartafstand van 25 m. Er dient regulier gecontroleerd te worden of de palen nog verticaal en in een rechte lijn staan (Halter et al., 2016).

Deze methode kost weinig, maar geeft ook weinig handelingsperspectief: perkoenpalen leveren geen meetdata waarmee berekeningen geverifieerd kunnen worden. Deze methode is wel geschikt om het afschuiven van een talud door trillingen te monitoren.

8. Beter benutten uitvoeringservaring

8.1 Inleiding

Tijdens de uitvoering van dijkversterkingsprojecten wordt veel waardevolle ervaring opgedaan en gegevens verzameld, bijvoorbeeld over het verloop van het zetting- en consolidatieproces, de taludstabiliteit tijdens uitvoering, en 'as-built' gegevens. De kennis en ervaring die tijdens de uitvoering van dijkversterkingsprojecten wordt verkregen, heeft de potentie om hoogwaterbescherming efficiënter te maken. Bijvoorbeeld door het ontwerp te optimaliseren, en het creëren van meerwaarde tijdens versterking voor het toekomstig beheer en onderhoud en toekomstige veiligheidsbeoordelingen.

Het heeft belangrijke meerwaarde om deze gegevens grondig te analyseren en de lessen die hieruit getrokken kunnen worden, te benutten. Dit omvat informatie over constructiemethoden, grondcondities, geotechnische problemen en de resultaten van monitoring tijdens de uitvoering. Dit hoofdstuk licht toe hoe welke gegevens en inzichten waardevol zijn, en op welke manieren deze benut kunnen worden om meerwaarde te creëren door geotechnische ontwerpen te verbeteren en dijken doelmatiger te versterken. Hierbij wordt ingegaan op 2 aspecten die een relatie hebben met de uitvoeringsstabiliteit:

- Benutten bewezen sterkte tijdens uitvoering
- Benutten daadwerkelijke sterkte ophoogmateriaal

8.2 Benutten bewezen sterkte tijdens uitvoering

Een vaak geuite opmerking is dat de aanleg van een dijk op slappe ondergrond de zwaarste belasting is die de ondergrond ooit zal meemaken. In sommige gevallen is dit inderdaad het geval. Als de uitvoering zonder problemen is verlopen, is dit een teken dat de grond wellicht sterker is dan gedacht. De informatie van 'overleefde uitvoeringsstabiliteit' (d.w.z. dat er geen aanwijzingen zijn dat er sprake is geweest van taludinstabiliteit) kan gebruikt worden om een dijkversterkingsontwerp mee te optimaliseren. Daarnaast kan de informatie gebruikt worden om de eerstvolgende beoordeling aan te scherpen, en om een levensduurverlenging te bereiken.

Het concept is gebaseerd op bewezen sterkte, wat al in meerdere dijkbeoordelingen is toegepast. Voor het implementeren van deze nieuwe techniek en toepassing in de operationele praktijk is het essentieel dat dit onderwerp nu al in deze handreiking wordt geïntroduceerd, zodat bij huidige dijkversterkingen de juiste gegevens over de uitvoering verzameld en bewaard worden.

In deze paragraaf wordt toegelicht wanneer dit kansrijk is, hoe en waar de informatie gebruikt kan worden, en wat er aanvullend voor nodig is. De inhoud van deze paragraaf is gebaseerd op de ervaringen en voorbeelden van de methode in wetenschappelijk onderzoek

(Hoofdstuk 5 en Appendix A in (Van der Krogt, 2022)) en de toepassing op de praktijkproef Eemdijk (Van Der Krogt et al., 2021) en proefterpen bij de Markermeerdijken.

8.2.1 Wanneer kansrijk?

Het bijstellen van de faalkans op basis van de overleefde uitvoering is vooral kansrijk als:

1. Er een grote kennisonzekerheid is. Indicators hiervan zijn grote variatiecoëfficiënten voor de schuifsterkte parameters (S-ratio of voorbelasting) en een groot verschil tussen de SF met gemiddelde grondeigenschappen en de SF met rekenwaarden van de grondeigenschappen.
2. De stabiliteit in de overleefde belastingsituatie is verwacht kritieker dan de stabiliteit in de toekomstige hoogwatersituatie ($SF_{\text{uitvoering}} < SF_{\text{normsituatie}}$)
3. Er een sterke gelijkenis is tussen de uitvoering en de hoogwatersituatie in termen van de maatgevende glijvlakken en onveranderde onzekerheden (zoals onzekerheid in ongedraineerde sterkteparameters, en overslag of opdrijven niet dominant)
4. De condities tijdens de overleefde uitvoering en de verschillen met de toekomstige hoogwatersituatie moeten bekend zijn (monitoring van de bovenbelasting en grondwaterstand tijdens uitvoering)

Indien er aan bovenstaande voorwaarden voldaan wordt is het mogelijk om significant lagere faalkansen (minimaal een normklasse) voor het eindontwerp te berekenen.

Ad1+2) Stabiliteit tijdens de overleefde uitvoering

Om te beoordelen of overleefde uitvoeringsstabiliteit de betrouwbaarheidsschatting kan verbeteren, moet eerst bepaald worden hoe stabiel de dijk was tijdens de uitvoering ten opzichte van de toekomstige hoogwatersituatie. Deze vergelijking kan gemaakt worden op basis van de berekende stabiliteitsfactor in beide situaties. De uitvoeringssituatie is interessant om als bewezen sterkte mee te nemen als de stabiliteitsfactor (met gemiddelde waarden en/of rekenwaarden) tijdens de uitvoering minimaal lager is dan in de toekomstige hoogwatersituatie.

Ad 3) Gelijkenis van onzekerheden

De tweede voorwaarde die moet worden vervuld, is dat de beoordeelde en overleefde situaties een hoge mate van gelijkenis moeten vertonen. Hoe groter de verschillen tussen de overleefde en toekomstige situatie, hoe lager de uitvoeringsstabiliteit moet zijn om dit verschil te compenseren. De precieze waarde is afhankelijk van de mate waarin de twee belastingomstandigheden voldoende vergelijkbaar zijn in termen van kritische glijvlakken en de invloed van de betrokken parameters. Het gaat hier voornamelijk om de diepte van het potentiële schuifvlak. Voor een goede inschatting van het potentiële effect kan het beste gekeken worden naar de stabiliteitsfactor tijdens uitvoering voor hetzelfde glijvlak dat dominant is in de normsituatie.

Wanneer de omstandigheden en glijvlakken tijdens de overleefde uitvoering en de toekomstige situatie exact gelijk zijn, wordt al een significante faalkansupdate bereikt als de uitvoeringsstabiliteit marginaal lager is dan in de normsituatie. In de praktijk zijn er echter altijd verschillen in de waterspanningen en glijvlakken, waardoor er pas een significant effect is te verwachten bij een 0,05 à 0,10 lagere uitvoeringsstabiliteit.

Ad 4) Onderbouwing van condities tijdens uitvoering en verschillen met hoogwater

De derde voorwaarde is dat voldoende kennis beschikbaar is over de condities en de onzekerheid van de condities tijdens de overleefde situaties. Want, hoe sterker de overleefde situatie onderbouwd is, hoe groter het effect van de bewezen sterkte. En ook hoe meer de overleefde (belasting)situatie lijkt op een hoogwater, hoe meer impact er is te verwachten.

Onbekendheid van positieve en negatieve bijdragen aan de stabiliteit beïnvloeden het effect van de bewezen sterkte. Onzekerheid over bijvoorbeeld de grondwaterstand tijdens de overleefde situatie vermindert de impact van de overleefde uitvoeringsstabiliteit, omdat het overleven dan ook het gevolg zou kunnen zijn van een onbekende lage grondwaterstand (een vorm van 'verborgen veiligheid'). Als de grondwaterstand echter gemeten is, kan het overleven niet meer toegeschreven worden aan de 'verborgen veiligheid'.

Belangrijk is om uit te sluiten dat andere 'verborgen veiligheden' met een positief effect op de stabiliteit doorslaggevend waren voor het overleven van de uitvoeringsstabiliteit. Voorbeelden zijn een lagere grondwaterstand, 3D-effecten, hogere zuigspanning, of hogere ongedraineerde pieksterkte door spanningsrotaties naast de ophoging. Bij grote/diepe glijvlakken kan de bijdrage aan de algehele stabiliteit relatief klein zijn, waarmee het onwaarschijnlijk is dat de 'verborgen veiligheden' doorslaggevend waren. Overigens kunnen hogere bovenbelasting en hogere (grond)waterstanden juist leiden tot meer bewezen sterkte effect, omdat de uitvoeringstabiliteit dan nog kritieker is geweest dan vooraf ingeschat.

Door de opgetreden belastingen en condities tijdens uitvoering vast te leggen, kunnen deze later expliciet worden opgenomen in de faalkansupdating-analyse. Een ander specifiek aandachtspunt bij het toepassen van de bewezen sterkte-methode bij uitvoeringsstabiliteit zijn de aannames of parameters veranderen of constant zijn in de tijd. Bij een dijkverhoging heeft het bijvoorbeeld geen zin om naar de voorspanningen (grensspanning of POP) te kijken, omdat deze veranderen door een ophoging.

8.2.2 Hoe en wanneer gebruiken?

De informatie van overleefde uitvoering kan worden meegenomen door toepassing van faalkans updating. Deze methode is beschreven in (Deltares, 2023b) en (Deltares, 2016). Toepassing van de bewezen sterkte kan op verschillende momenten:

1. Een geoptimaliseerd ontwerp waarin al rekening wordt gehouden dat de uitvoering overleefd gaat worden.
2. Bij de volgende beoordeling, waarbij rekening gehouden wordt dat een kritieke belasting tijdens de uitvoering succesvol doorstaan is.

Ad1) Voorafgaand en tijdens dijkversterkingen (bij het ontwerp)

Voor nieuwe dijken en dijkversterkingsprojecten kunnen ontwerpen worden geoptimaliseerd door voorafgaand aan de uitvoering al rekening te houden met het overleven van de uitvoeringsstabiliteit. In 'ontwerp A' wordt dan al rekening mee gehouden dat de uitvoering overleefd zal worden. Op basis van of de hypothesen over de sterkte klopt of niet, kan 'ontwerp A' of 'ontwerp B' worden toegepast. Een risico op schade wordt hierbij geaccepteerd als het risico beperkt is ten opzichte van de winst van een goedkoper ontwerp of uitvoering. De schade kan ook beperkt worden door gebruik te maken van interventiewaarden. Deze methode komt neer op het toepassen van de Observatiemethode zoals beschreven in NEN 9997-1 (NEN, 2017), zie bijvoorbeeld (Molendijk & Dykstra, 2003).

Bovendien wordt, door in het geval van een slechte uitkomst zoals een uitvoeringsinstabiliteit het ontwerp aan te passen, de kans verkleind dat de dijk bij de volgende beoordelingsronde direct wordt afgekeurd.

Het aannemen van een meer kritische gefaseerde dijkversterkingsfasering kan aantrekkelijk zijn om een grotere betrouwbaarheidsupdate te verkrijgen en daardoor een minder kostbaar ontwerp te realiseren. Zo'n benadering is met name interessant op locaties met geringe gevolgschade (geen directe overstrooming, geen schade aan leidingen, huizen, enz.) en waar anders dure ontwerp oplossingen nodig zijn. De variabele omvang van een versterkingsontwerp wordt verwacht binnen de gebruikelijke 'bandbreedte' te vallen voor de benodigde ruimte van een dijkversterking.

Het optimaliseren van het ontwerp kan met behulp van pre- posterior analyse, zie Bijlage A in (Van der Krogt, 2022). Het ontwerp, de zwaarte van de belastingomstandigheden tijdens de uitvoering, de vereiste monitoring (bijvoorbeeld waterspanningen) en noodmaatregelen (bijvoorbeeld stopcriterium of beschikbaarheid van big bags om te stabiliseren) worden dan elementen in de optimalisatie. Bayesiaanse beslistheorie (Raiffa & Schlaifer, 1961) en de Observational Method (NEN, 2017; Peck, 1969; Spross & Johansson, 2017) bieden een geschikt op risico gebaseerd kader om te overwegen of de verwachte voordelen in het ontwerp opwegen tegen het aanvullende risico op falen tijdens de uitvoering.

Voor praktische implementatie lijkt het redelijk dat zowel de voordelen als eventuele extra risico's voor rekening zijn van de financierende instelling. Het is wenselijk dat de onzekerheidsvermindering als gevolg van overleefde uitvoeringsstabiliteit op eenvoudigere manieren kan worden meegenomen (bijvoorbeeld in praktische richtlijnen), zodat de benadering breed wordt geaccepteerd en ook aantrekkelijk is voor aannemers (aangezien dijkversterkingen uiteindelijk mogelijk minder werk met zich meebrengen).

Ad 2) Bij toekomstige beoordelingen

Wanneer de overleefde uitvoeringsstabiliteit nog niet wordt meegenomen in het ontwerp kan de bewezen sterkte wel worden meegenomen in toekomstige veiligheidsbeoordelingen. Hiermee kan worden aangetoond dat de betrouwbaarheid hoger is dan de ontwerp-eis. In de

uitvoering kunnen keuzes worden gemaakt welke informatie verzameld moet worden, zodat er in de toekomst iets geleerd kan worden over de sterkte van de dijk. Deze robuustheid kan van waarde zijn wanneer de hydraulische randvoorwaarden negatief veranderen, bijvoorbeeld door zeespiegelstijging/klimaatverandering. Hiermee kan levensduurverlenging worden bereikt, wat met name interessant is in het kader van versnelde klimaatverandering.

8.2.3 Benodigde gegevens en aandachtspunten

Om bewezen sterkte succesvol te benutten is de beschikbaarheid van gegevens een vereiste. Met name as-built informatie, monitoring van waterdrukken en zettingen, en verplaatsingen tijdens de bouwfase zijn nodig om de bewezen sterkte te kunnen aantonen tijdens de bouw of bij de beoordeling. Monitoring van waterspanningen is nodig om te onderbouwen welke belastingsituatie precies overleefd is. Verplaatsingsmonitoring is nodig om aannemelijk te maken dat er geen sprake is van een beginnende instabiliteit.

Daarnaast wordt sterk aanbevolen om de monitoring van waterdrukken en zettingen voort te zetten na de dijkversterking. Met deze prestatiegegevens kunnen modellen voor de grondwaterstand en de zettingen worden gekalibreerd/bijgesteld. Hiermee vergroten we de kennis over het gedrag van dijken op lange termijn, zie de aanbeveling van ENW met betrekking tot lange termijnmonitoring (ENW, 2017).

Aangezien de overlevingsinformatie meestal beschikbaar is over grotere afstanden dan een glijvlak, zijn de resultaten (bijvoorbeeld posterior betrouwbaarheid of bijgewerkte schattingen van de lokale gemiddelde eigenschappen) representatief voor horizontale secties die als homogeen kunnen worden beschouwd wat betreft de geschematiseerde eigenschappen (typisch in de orde van honderden meters). Wel moet voldoende monitoring worden geplaatst om de overleefde omstandigheden op alle locaties voldoende te kunnen onderbouwen. Om de faalkans van langere secties te updaten, bijvoorbeeld wanneer overlevingsinformatie beschikbaar is over grote strekkingen, moeten Bayesiaanse analyses worden uitgevoerd voor meerdere dwarsdoorsneden.

8.3 Benutten daadwerkelijke sterkte ophoogmateriaal

In het ontwerp moeten (sterkte)parameters voor het ophoogmateriaal worden aangenomen. Over het algemeen is nog niet precies bekend welk materiaal (herkomst, eigenschappen etc.) precies wordt toegepast. Daarom worden conservatieve inschattingen gemaakt, zodat er in de Realisatiefase meer ruimte is om de materialisatie te bepalen. Dit is over het algemeen ook doelmatig, omdat het hanteren van relatief hoge sterktes de keuze voor toe te passen materiaal sterk kan beperken en daardoor sterk kostenverhogend kan zijn. Ook is het vaak in de Realisatiefase niet goed meer mogelijk om het ontwerp aan te passen met lagere sterkteparameters en dit te compenseren met bijv. een langere berm, omdat in deze fase het ruimtebeslag en hoofddimensies al vastleggen in bijv. het projectplan en bewonersafspraken.

Alhoewel het in de Realisatiefase vaak niet meer mogelijk om de vormgeving van het ontwerp aan te passen, wil dit niet zeggen dat het niet mogelijk is om door het bepalen van

de daadwerkelijke sterkte van het ophoogmateriaal in de uitvoeringsfase geen optimalisatie van het (uitvoeringsontwerp) mogelijk is. Als bekend is welk materiaal toegepast gaat worden in de dijkversterking kan de sterkte na aanbrengen bepaald worden en als deze hoger is dan wat in de ontwerpberekeningen voor de eindsituatie is aangenomen, kan hiermee het uitvoeringsontwerp worden geoptimaliseerd, bijv. door de ophoogsnelheid te vergroten.

Als op voorhand al duidelijk is welk materiaal toegepast gaat worden in de dijkversterking, bijvoorbeeld omdat gebiedseigen grond wordt toegepast, is het mogelijk om de sterkte van dit materiaal na aanbrengen nauwkeuriger in te schatten en hier het ontwerp op af te stemmen. Dit leidt tot een optimaal eindontwerp, gegeven het beschikbare materiaal.

9. Aandachtspunten omgevingsbeïnvloeding en -monitoring

Dit hoofdstuk is zo veel mogelijk toegespitst op de omgevingsbeïnvloeding en monitoring die een relatie heeft met de uitvoeringsstabiliteit. In die zin geeft het geen volledig overzicht van de aandachtspunten voor omgevingsbeïnvloeding en -monitoring voor een project als geheel, aangezien er ook andere oorzaken voor omgevingsbeïnvloeding zijn.

Dijkversterkingen hebben in toenemende mate invloed op de omgeving en de omgeving is ook in toenemende mate kritisch op dijkversterkingen en het risico op schade dat de werkzaamheden met zich meebrengen. Naar aanleiding van de dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer heeft de commissie Van der Vlist (Van der Vlist et al., 2022) enkele concrete aanbevelingen gedaan ten aanzien van omgevingsbeïnvloeding en monitoring daarvan. In relatie tot schadepreventie betreft dit onder andere het uitvoeren van een grondige voor- en eindopname en het uitvoeren van monitoring voorafgaand, tijdens en na de dijkversterking.

9.1 Inleiding

Binnen de invloedssfeer van een project kunnen eigendommen van derden liggen. Treden hieraan schades op, dan is de veroorzaker hiervoor aansprakelijk. Daarnaast kan het wenselijk zijn om schades aan de eigen eigendommen van het waterschap zelf te voorkomen. Schades kunnen zowel veroorzaakt worden door het uitvoeren van de dijkversterking zelf zijn, als ook door aanleg en gebruik van aanvoerroutes, tijdelijke constructies en depots. Specifiek in het geval van grondvervormingen is er geen bindende norm of richtlijn wat gedaan moet worden om het schaderisico te verkleinen of te beheersen. Een waterschap heeft hierin een dubbele rol, aangezien deze naast dat ze opdrachtgever voor een dijkversterking zijn ook een zorgplicht hebben naar hun ingezetenen.

Meest voorkomende objecten die beïnvloed kunnen worden bij een dijkversterking zijn woningen en overige gebouwen, maar ook bijvoorbeeld kabels en leidingen, kunstwerken en verhardingen behoren tot deze categorie.

Voor het kwantificeren en beoordelen van schaderisico's bestaat een aantal – ook bij dijken – bruikbare richtlijnen. De meest gehanteerde twee zijn:

- COB-rapport F530 (COB, 2012), dat de analyse en beoordeling van het schaderisico als gevolg van grondvervormingen beschrijft
- SBR-trillingsrichtlijn A (SBRCURnet, 2017c), over de monitoring en beoordeling van schaderisico door trillingen.

Van belang is ook dat in de planvormingsfase van het project een concrete ambitie wordt uitgesproken ten aanzien van welke schaderisico's acceptabel zijn én dat deze ambitie getoetst wordt op haalbaarheid. Daarbij hoort ook een uitgangspunt waar de balans ligt

tussen schades die vooraf voorkomen (kunnen) worden en welke achteraf vergoed (moeten) worden.

9.2 Schademechanismen gerelateerd aan uitvoeringsstabiliteit

Uitvoeringsstabiliteit heeft met name een relatie met schades die direct of indirect veroorzaakt worden door grondvervormingen. Sommige beheersmaatregelen om de uitvoeringsstabiliteit te vergroten, hebben eveneens een effect hebben op de omgeving, zowel positief (minder vervormingen door vacuümconsolidatie of damwanden) als negatief (zettingen door tijdelijke bermen of trillingen door damwanden).

Grondvervormingen, in de vorm van zettingen of horizontale vervormingen, kunnen leiden tot o.a. de volgende schademechanismen:

- Scheurvorming van metselwerk, veroorzaakt door relatieve rotaties en rekken
- Bezwijken van paalfunderingen of kelderwanden, veroorzaakt door horizontale grond- of waterdrukken
- Verlies van draagvermogen van paalfunderingen, door negatieve kleeft
- Schade bij aansluitingen tussen bouwdelen of leidingen, door verschilvervormingen of verschillen in funderingswijze

Bij grondvervormingen worden drie gradaties onderscheiden:

1. Beheerste, beperkte, planmatige vervormen. Dit zijn zettingen en horizontale grondvervormingen die vooraf goed voorspelbaar zijn en veelal langzaam optreden. Van deze vervormingen moet in het ontwerp beoordeeld worden – en in uitvoering gemonitord worden – of ze acceptabel klein zijn.
2. Wanneer de stabiliteit kritisch is, nemen – met name horizontale – vervormingen toe. Het effect van een lage stabiliteit op de vervormingen kan in de ontwerpberekening meegenomen worden, bijvoorbeeld door horizontale vervormingen te berekenen met de methode Bourges & Mieussens (CUR, 2010), of door grondvervormingen te berekenen met het hardening soil / hardening soil small strain model (Bentley, 2023). Een consequentie kan zijn om in plaats daarvan de stabiliteitseis aan te scherpen (zie paragraaf 3.8) zodat het effect van de stabiliteit op de vervormingen verwaarloosbaar klein wordt.
3. Bij een instabiliteit ontstaan ongecontroleerde grote vervormingen. Deze treden daarbij binnen (zeer) korte tijd op. Deze vervormingen moeten zo veel mogelijk voorkomen worden door het beheersen van de uitvoeringsstabiliteit. Van belang is daarbij te onderkennen dat de gangbare stabiliteitsfactoren voor bermen, tijdelijke ophogingen, bouwwegen, slootkanten, opritten, etc. – zeker wanneer ze de waterveiligheid niet beïnvloeden - vaak gekozen worden vanuit een economisch optimum en menselijke veiligheid. Als gekozen wordt om een relatieve lage stabiliteitseis te hanteren, moet rekening worden gehouden dat bij een grootschalige dijkverbeteringsprojecten de kans op één of meerdere afschuivingen groot wordt. Dit kan echter toch acceptabel zijn als de risico's beperkt zijn.

9.2.1 Aandachtspunten tijdens planvormingsfase

In de planvormingsfase is het aan te raden om de objecten binnen het invloedsgebied van het werk te inventariseren. Voor gebouwen en zettingsgevoelige kunstwerken is dit ook het aangewezen moment om de referentiemonitoring te starten zodat op basis van een langjarige meetreeks het autonome vervormingsgedrag bepaald kan worden.

Ook is het aan te raden om - naast de in de MER-studie verplichte trillingsanalyses - eerste analyses uit te voeren van de te verwachten grondvervormingen bij belendingen, om zo bij het opstellen van een projectplan waterwet de risico's voor de omgeving te kunnen kwantificeren en voldoende financiële, planningstechnische en fysieke ruimte te reserveren voor beheersmaatregelen. Daarbij horen ook realistische ambities en verwachtingen naar de omgeving wat betreft schaderisico's.

9.2.2 Aandachtspunten bij uitwerking ontwerp

Van belang is dat tijdens de ontwerpfase van het project de relevante schademechanismen onderkend worden zodat op basis hiervan de juiste analyses, beheersmaatregelen, en grenswaarden vastgesteld kunnen worden.

Bij uitwerking van het ontwerp is er een aantal mogelijkheden om het risico van schade aan belendingen te sturen:

- In het ontwerp kan ervoor gekozen worden de ontwerpoplossing ter plaatse van kritische objecten robuuster uit te voeren, zodat deze locaties qua uitvoeringsstabiliteit niet maatgevend zijn. Een eventuele afschuiving zal dan op een locatie plaatsvinden waar deze geen kwaad kan en daarmee als 'kanarie in de kolenmijn' fungeren voor locaties met belendingen. Deze aanpak sluit aan op de stabiliteitseis in relatie tot de maakbaarheid, zie paragraaf 3.7.
- Het is raadzaam om in het ontwerp voor kritieke locaties al na te denken over beheersmaatregelen mochten in uitvoering tegenvallers optreden, en te verifiëren of deze ook haalbaar zijn, bijvoorbeeld qua ruimtegebruik of planning. Ook het opstellen van grenswaarden voor monitoring en het definiëren van evaluatiemomenten en bepalen van beheersmaatregelen hoort hierbij.
- Bij projecten met veel belendingen is het effectief om prioritering aan te brengen in zowel analyses als monitoring, op basis van hoe groot het verwachte schaderisico per object is. Objecten kunnen bijvoorbeeld ingedeeld worden in 3 categorieën:
 1. Invloed nihil (<1 mm vervorming, analyse o.b.v. engineering judgement),
 2. Voorspelde invloed beperkt (vervorming <50% van grenswaarde, analyse onderbouwd met berekening), en
 3. Voorspelde invloed significant (vervorming > 50% van grenswaarde, uitvoeren gedetailleerde berekeningen, bijv. met EEM).

Hier kan dan de monitoringsintensiteit (met name het aantal beoordelingsmomenten en of er actief gealarmeerd wordt) op aangepast worden, zodat de uitvoeringsorganisatie niet te veel belast wordt met 'vals alarm'.

9.2.3 Aandachtspunten bij uitvoering

Van belang is dat de randvoorwaarden en uitgangspunten ten aanzien van de omgevingsbeïnvloeding goed worden overgedragen richting Uitvoerders en Uitvoeringsbegeleiding. In een uitvoeringsproces kunnen immers nog (ontwerp)wijzigingen noodzakelijk zijn of afwijkingen optreden.

Waar er een grote overlap is tussen de beheersing van de uitvoeringsstabiliteit en de beheersing van vervormingen van de omgeving moeten hier het monitorings- en uitvoeringsproces op ingericht worden. Bijvoorbeeld door voorafgaand aan iedere ophoogslag de monitoringsdata te beoordelen.

9.2.4 Aandachtspunten bij monitoring

Omgevingsmonitoring dient in het algemeen meerdere doeleinden:

- Het signaleren van het optreden van een risico, zodat mitigerende maatregelen getroffen kunnen worden;
- Juridische vastlegging van parameters ter onderbouwing of weerlegging van claims,
- Communicatie naar omgeving / eigenaren / bevoegd gezag;
- Nader onderzoek naar parameters ter onderbouwing van wijzigingen aan ontwerp of uitvoeringswijze ('praktijkproef / pilot').

Monitoring kan plaats vinden aan de effect-kant (vervormingen, rotaties of rekken van bijvoorbeeld gebouwen of leidingen). Monitoring kan ook plaatsvinden aan de oorzaak-kant (zettingen, waterspanningen), of in het tussenliggende gebied (inclinometingen, extensometingen, fenomarkers, peilbuizen etc.). Afhankelijk van de beschikbare ruimte (haalbaarheid), de relevante faalmechanismen (relevantie) en het doel van de monitoring kan hier een keuze in gemaakt worden.

Wil de monitoring gebruikt worden om de vervormingen te beheersen, dan is het over het algemeen nuttig om vooral aan de oorzaak-kant te meten. Dit biedt informatie om berekeningen te ijken en een herbeoordeling van de risico's te maken. Dit type monitoring heeft daarmee een overlap met de monitoring van het eigen werk zoals genoemd in hoofdstuk 6. Meet- verzend- en beoordelingsfrequenties van monitoring moeten hierop aangepast worden. Specifiek voor vervormingen gerelateerd aan een instabiliteit geldt dat het niet mogelijk is om nog bij te sturen wanneer een instabiliteit optreedt. Monitoring om instabiliteit te beheersen moet daarom gericht zijn op het verifiëren van de uitgangspunten van de stabiliteitsberekeningen. Zie ook hoofdstuk 6 voor een verdere toelichting. Merk op dat de monitoring zelf het risico niet wegneemt. Voor de risicobeheersing is het essentieel dat mitigerende of corrigerende maatregelen zijn gedefinieerd en dat ook het besluitvormingsproces voor het al dan niet inzetten van deze maatregelen helder is.

Dient de monitoring primair voor communicatie-doeleinden of als bewijsmateriaal achteraf, dan zal hoofdzakelijk aan de effect-kant gemeten worden, hoewel het voor het aantonen van

(het ontbreken van) oorzakelijke verbanden ook de metingen aan de oorzaak-kant waardevol kunnen zijn.

Voor een goede interpretatie van monitoringsdata is het van belang ook de metadata vast te leggen: as built informatie, tijdstippen van uitgevoerde werkzaamheden, afwijkingen en bijzonderheden, zoals verstorende werkzaamheden van derden.

10. Referenties

- Adviesteam Dijkontwerp. (2022). *Rode Draad nr. 5—Ontwerpeisen voor andere functies dan de hoogwaterkerende functie*. Adviesteam Dijkontwerp.
<https://adviesteamdijkontwerp.nl/rode-draden/rode-draad-nr-5-ontwerpeisen-voor-andere-functies-dan-de-hoogwaterkerende-functie/>
- Bentley. (2023). *PLAXIS 2D 2023.2 Material Models Manual 2D*. Bentley Communities.
<https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/wiki/46137/manuals---plaxis>
- COB. (2012). *Aanbevelingen voor het ontwerp van bouwkuipen in stedelijke omgevingen*. Stichting COB. <https://www.cob.nl/document/f530-aanbevelingen-voor-het-ontwerp-van-bouwkuipen-in-stedelijke-omgeving/>
- CROW. (2020). *Standaard RAW Bepalingen*. Stichting CROW.
- CROW. (2022). *CROW-CUR Rapport 162, Construeren met grond—Grondconstructies op en in sterk samendrukbare en weinig draagkrachtige ondergrond*. Stichting CROW.
- CUR. (1993). *CUR-publikatie 162, Construeren met grond—Grondconstructies op en in sterk samendrukbare en weinig draagkrachtige ondergrond* (Tweede druk). Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving.
- CUR. (2010). *CUR-rapport 228 Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen*. Stichting CURNET.
- CUR. (2012). *Handboek Damwandconstructies* (6e dr.). Stichting CURNET.
- De Betuwse Waard. (2021). *Uitvoeringsstabiliteit Dijkversterking Wolferen—Sprok, Ontwerploop 4*.
- Deltares. (2016). *Reliability Updating with past performance—Background report*. Stichting Deltares.
- Deltares. (2023a). *Aanzet tot PvA normstelling en werkwijze uitvoeringsstabiliteit (kenmerk 11207012-004-GEO-0002)*. Stichting Deltares.
- Deltares. (2023b). *Handreiking Faalkans Updating—Groene versie macrostabiliteit binnenwaarts (versie 4.0) (11209051-002-GEO-0002)*. Stichting Deltares.
- Deltares. (2023c). *Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiliteit (11209051-007-GEO-0001; p. 106)*. De Innovatieversneller.
[https://publicwiki.deltares.nl/display/HWBPMacro/Actuele+Sterkte#ActueleSterkte-HoofdpublicatieHRFAHandreikingFaalkansanalyseMacrostabiliteit\(HRFA\),2023](https://publicwiki.deltares.nl/display/HWBPMacro/Actuele+Sterkte#ActueleSterkte-HoofdpublicatieHRFAHandreikingFaalkansanalyseMacrostabiliteit(HRFA),2023)

- ENW. (2016). *Grondslagen voor hoogwaterbescherming*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu en Expertise Netwerk Waterkeren.
- ENW. (2017). *Beter leren keren door veldmetingen en monitoring (strategisch-thematisch advies)*. ENW. <https://www.enwinfo.nl/adviezen/beter-leren-keren-velddmetingen-monitoring/>
- Fugro. (2022). *Water(over)spanningen bij heien en trillen van palen en damwanden (2012, update 2022)*. Fugro.
- Halter, W., Groenouwe, I., & Tonneijck, M. (2016). *Handboek Dijkenbouw—Uitvoering versterking en nieuwbouw* (K. d'Angremond, Red.). Hoogwaterbeschermingsprogramma.
- Hoff, J. V. 'T, & Nooy Van Der Kolff, A. (Red.). (2012). *Hydraulic Fill Manual* (1ste dr.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b13077>
- KNMI. (z.d.-a). *Gemiddeld aantal vorstdagen (Periode 1991-2020)*. Klimaatviewer. Geraadpleegd 9 februari 2024, van https://www.knmi.nl/klimaatviewer/kaarten/temperatuur/vorstdagen/Periode_1991-2020
- KNMI. (z.d.-b). *KNMI - Zware stormen in Nederland sinds 1910*. KNMI - Zware stormen in Nederland sinds 1910. Geraadpleegd 8 januari 2024, van <https://www.knmi.nl/nederland-nu/klimatologie/lijsten/zwarestormen>
- Knoeff, H. (2017). *Factsheet indirecte mechanismen*. Deltares. <https://iplo.nl/@205866/factsheet-indirecte/>
- Molendijk, W. O., & Dykstra, C. J. (2003). Restzettingen na oplevering: Het belang van een verbeterde voorspellingskracht. Casus Betuweroute Sliedrecht-Gorinchem. *Geotechniek*, 7(4), 36-42.
- NEN. (2017). *Geotechnisch ontwerp van constructies—Deel 1: Algemene regels* (NEN 9997-1+C2). NEN.
- NEN. (2019). *Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp* (NEN-EN 1990+A1+A1/C2). NEN.
- Peck, R. B. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique*, 19, 171-187.
- POV Macrostablieit. (2018). *Eisen tijdens de uitvoering dijkversterkingsprojecten, ten behoeve van opstellen basisspecificaties uitvoeringscontracten*. POV Macrostablieit. <https://publicwiki.deltares.nl/display/HWBPMacro/Achtergronddocumenten+en+Software#AchtergronddocumentenenSoftware-ProcessenenContracteisen>
- POV Macrostablieit. (2019). *Protocol voor de selectie en installatie van waterspanningsmeters (groene versie)*. POV Macrostablieit.

<https://publicwiki.deltares.nl/display/HWBPMacro/Achtergronddocumenten+en+Software#AchtergronddocumentenenSoftware-Monitoringvandesterkte>

- POV Macrostabiliteit. (2020a). *Gasbestendige waterspanningsmeter, eindrapport ontwikkelingsfase*. POV Macrostabiliteit.
<https://publicwiki.deltares.nl/display/HWBPMacro/Achtergronddocumenten+en+Software#AchtergronddocumentenenSoftware-Monitoringvandesterkte>
- POV Macrostabiliteit. (2020b). *Macrostabiliteit Buitenwaarts, een verkennende studie*. POV Macrostabiliteit.
- Raiffa, H., & Schlaifer, R. (1961). *Applied statistical decision theory*. Division of Research, Graduate School of Business Administration, Harvard University.
- Rijkswaterstaat. (2019). *Schematiseringshandleiding zettingsvloeiing (WBI 2017)*. Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat.
- Rijkswaterstaat. (2023). *Handleiding Overstromingskansanalyse Dijken/dammen Deel 1 Geotechnische instabiliteit*. Rijkswaterstaat.
<https://iplo.nl/thema/water/waterveiligheid/primaire-waterkeringen/boi-portaal/documenten-boi/@281490/handleiding-overstromingskansanalyse-dijken-dammen/>
- SBRCURnet. (2017a). *Begaanbaarheid van bouwterreinen—Geotechnisch draagkracht voor funderingsmachines*. Stichting SBRCURnet.
- SBRCURnet. (2017b). *Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden*. Stichting SBRCURnet.
- SBRCURnet. (2017c). *SBR Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken*. Stichting SBRCURnet.
- Spross, J., & Johansson, F. (2017). When is the observational method in geotechnical engineering favourable? *Structural Safety*, 66, 17-26.
- STOWA. (2015). *Aanvullende verkeersbelastingsproeven regionale keringen 2014 (Bijlage 5 bij Compendium Leidraad Toetsen op Veiligheid Regionale Keringen)*. STOWA.
- STOWA. (2019). *Kraanopstelplaatsen bij de bouw van windturbines*. STOWA.
- Sweco & POV Macrostabiliteit. (2016). *Handreiking—Werken in het gesloten seizoen aan primaire waterkeringen*. POV Macrostabiliteit.
- TAW. (2001). *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW).
- Van der Krogt, M. G. (2022). *Reliability updating for slope stability: Improving dike safety assessments using performance information* [Doctoral dissertation]. Technische Universiteit Delft.

Van Der Krogt, M. G., Schweckendiek, T., & Kok, M. (2021). Improving dike reliability estimates by incorporating construction survival. *Engineering Geology*, 280, 105937.
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105937>

Van der Vlist, H., De Bont, J., Van der Gaag, P., & Okkerse, C. (2022). *Advies Commissie Schadeafhandeling Lekdijk*.

Vierlingh, A. (1579). *Tractaet van Dijckagie*.

Waterschap Rivierenland. (2022). *Dijkveiligheid tijdens realisatie dijkversterking, interne richtlijn—Versie 0.1*.

Appendix A

Voorbeeld afleiding
stabiliteitseis STBI op basis van
dijktraject

A.1 Inleiding

Ter illustratie is een versimpeld voorbeeld gegeven hoe de faalkansen tijdens uitvoering kan worden afgeleid op basis van de stabiliteitsfactoren van het dijktraject of projectgebied. Hierbij is de faalkans van het dijktraject bepaald op basis van een vereenvoudigde methode. Doel van de analyse is om voor dijkvakken met een relatief hoge initiële stabiliteit een lagere stabiliteitseis af te leiden, waarbij de overstromingskans van het dijktraject niet significant toeneemt.

Omdat het relatieve effect van de uitvoeringswerkzaamheden op de stabiliteit wordt beschouwd (overstromingskans mag niet significant afnemen), is de hier gepresenteerde versimpelde methode over het algemeen voldoende nauwkeurig. Het is ook mogelijk om deze analyse uit te voeren met de assemblage software. Als de daadwerkelijk faalkans van het dijktraject bepaald moet worden, wordt in ieder geval geadviseerd om dit met de daarvoor ontwikkelde assemblage software uit te voeren.

Uitgangspunt bij dit voorbeeld zijn:

- Er wordt uitgegaan van een semi-probabilistische bepaling van de stabiliteit, waarbij een modelfactor van $\gamma_d = 1,06$ wordt toegepast. Er worden geen schematiseringonzekerheden beschouwd, het maatgevende ondergrondscenario is aangehouden in zowel de situatie voorafgaand aan de uitvoering als tijdens de uitvoering.
- De kans op een initiële afschuiving is bepaald op basis van de kalibratieformule $\beta = (\gamma_n - 0,41)/0,15$;
- Per dijkvak is de faalkans berekend op basis van uniforme doorsneden (dus alle doorsneden hebben dezelfde faalkans) en een onafhankelijke deelvakken met een lengte van 50m. Binnen het deelvak is sprake van volledige correlatie. De faalkans van het vak is bepaald op basis van $P_{ini;vak} = P_{ini;drsn} \times L_{vak} / 50m$;
- De faalkans van het dijktraject of projectgebied is de som van de faalkans van de afzonderlijke onafhankelijke dijkvakken $P_{traject} = \sum P_{ini;vak}$. De maximale lengte van het beschouwde traject is gelijk aan de lengte van het projectgebied, met als maximum de lengte van het normtraject;
- Het effect van vervolprocessen is niet afzonderlijk in rekening gebracht, uitgangspunt is dat alleen glijvlakken die het waterkerend vermogen aantasten zijn beschouwd

A.2 Berekenende faalkansen voorafgaand aan uitvoering

In onderstaande tabel zijn de berekende faalkansen per dijkvak en voor het hele dijktraject bepaald.

Dijkvak	Lengte [m]	SF [-]	γ_n [-]	β [-/jaar]	$P_{ini;drsn}$ [-/jaar]	$P_{ini;vak}$ [-/jaar]
1	500	0.9	0.85	2.9	1.71E-03	1.71E-02
2	500	1	0.94	3.6	1.88E-04	1.88E-03
3	500	1.1	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
4	500	1.2	1.13	4.8	7.40E-07	7.40E-06
5	500	1.3	1.23	5.4	2.62E-08	2.62E-07
6	500	0.88	0.83	2.8	2.55E-03	2.55E-02
7	500	0.95	0.90	3.2	5.94E-04	5.94E-03
8	500	1.5	1.42	6.7	1.04E-11	1.04E-10
9	500	1.2	1.13	4.8	7.40E-07	7.40E-06
10	500	1.15	1.08	4.5	3.41E-06	3.41E-05
11	500	1.6	1.51	7.3	1.15E-13	1.15E-12
12	500	1.05	0.99	3.9	5.43E-05	5.43E-04
13	500	0.95	0.90	3.2	5.94E-04	5.94E-03
14	500	0.99	0.93	3.5	2.39E-04	2.39E-03
15	500	1.1	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
16	500	1.15	1.08	4.5	3.41E-06	3.41E-05
17	500	1.25	1.18	5.1	1.46E-07	1.46E-06
18	500	1.35	1.27	5.8	4.28E-09	4.28E-08
19	500	1.2	1.13	4.8	7.40E-07	7.40E-06
20	500	1.1	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
					Totaal	0.059785

A.3 Berekening stabiliteitseis tijdens uitvoering (1 dijkvak)

Vervolgens is de situatie beschouwd, waarbij er alleen in dijkvak 10 uitvoeringswerkzaamheden plaatsvinden. Uitgangspunt is dat de overstromingskans van het dijktraject niet significant mag afnemen. Aangenomen wordt dat als de faalkans van het dijktraject met minder dan 1% toeneemt dit verwaarloosbaar kan worden geacht. Dit percentage van 1% wordt ook in het WBI als criterium voor 'verwaarloosbaar klein' gehanteerd (Knoeff, 2017).

In onderstaande tabel is bepaald wat de stabiliteitseis voor het dijkvak wordt om aan deze eis te voldoen. Hierbij is de stabiliteitsfactor van het betreffende vak dusdanig verlaagd tot de toename van de overstromingskans van het dijktraject kleiner blijft dan 1%.

Dijkvak	Lengte [m]	SF [-]	γ_n [-]	β [-/jaar]	$P_{ini;drsn}$ [-/jaar]	$P_{ini;vak}$ [-/jaar]
1	500	0.9	0.85	2.9	1.71E-03	1.71E-02
2	500	1	0.94	3.6	1.88E-04	1.88E-03
3	500	1.1	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
4	500	1.2	1.13	4.8	7.40E-07	7.40E-06
5	500	1.3	1.23	5.4	2.62E-08	2.62E-07
6	500	0.88	0.83	2.8	2.55E-03	2.55E-02
7	500	0.95	0.90	3.2	5.94E-04	5.94E-03
8	500	1.5	1.42	6.7	1.04E-11	1.04E-10
9	500	1.2	1.13	4.8	7.40E-07	7.40E-06
10	500	1.05	0.99	3.9	5.43E-05	5.43E-04
11	500	1.6	1.51	7.3	1.15E-13	1.15E-12
12	500	1.05	0.99	3.9	5.43E-05	5.43E-04
13	500	0.95	0.90	3.2	5.94E-04	5.94E-03
14	500	0.99	0.93	3.5	2.39E-04	2.39E-03
15	500	1.1	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
16	500	1.15	1.08	4.5	3.41E-06	3.41E-05
17	500	1.25	1.18	5.1	1.46E-07	1.46E-06
18	500	1.35	1.27	5.8	4.28E-09	4.28E-08
19	500	1.2	1.13	4.8	7.40E-07	7.40E-06
20	500	1.1	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
					Totaal	0.060294

Aangezien $(0,060294-0.059785)/0.059785 < 1\%$, blijkt uit bovenstaande tabel dat in dijkvak 10 een stabiliteitseis van $SF \geq 1,05$ kan worden gehanteerd voor de uitvoeringsfase.

A.4 Berekening stabiliteitseis tijdens uitvoering (hele dijktraject)

Vervolgens is de situatie beschouwd, waarbij het volledige dijktraject versterkt wordt. Uitgangspunt is dat de overstromingskans niet significant mag afnemen. Aangenomen wordt dat als de faalkans van het dijktraject met minder dan 1% toeneemt, dit verwaarloosbaar kan worden geacht. Aangenomen is ook dat niet op voorhand bekend is in welk vak het eerst versterkt wordt. Derhalve moet er van uit worden gegaan dat de vakken met de hoogste faalkans nog niet versterkt zijn. Een optimalisatie is mogelijk door de fasering dusdanig af te stemmen dat de meest optimale stabiliteitseis wordt bepaald. Dit zorgt echter ook voor inflexibiliteit in de planning, wat niet altijd wenselijk is. Dit kan projectspecifiek heroverwogen worden.

In onderstaande tabel is bepaald wat de stabiliteitseis voor het dijkvak wordt om aan die eis te voldoen.

Dijkvak	Lengte [m]	SF [-]	γ_n [-]	β [-/jaar]	$P_{ini;drsn}$ [-/jaar]	$P_{ini;vak}$ [-/jaar]
1	500	0.90	0.85	2.9	1.71E-03	1.71E-02
2	500	1.00	0.94	3.6	1.88E-04	1.88E-03
3	500	1.10	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
4	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
5	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
6	500	0.88	0.83	2.8	2.55E-03	2.55E-02
7	500	0.95	0.90	3.2	5.94E-04	5.94E-03
8	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
9	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
10	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
11	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
12	500	1.05	0.99	3.9	5.43E-05	5.43E-04
13	500	0.95	0.90	3.2	5.94E-04	5.94E-03
14	500	0.99	0.93	3.5	2.39E-04	2.39E-03
15	500	1.10	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
16	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
17	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
18	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
19	500	1.13	1.07	4.4	6.11E-06	6.11E-05
20	500	1.10	1.04	4.2	1.43E-05	1.43E-04
					Totaal	0.06030

Aangezien $(0,06030-0.059785)/0.059785 < 1\%$, blijkt uit bovenstaande tabel dat een stabiliteitseis van $SF \geq 1,13$ kan worden gehanteerd voor de uitvoeringsfase. Voor

doorsneden met een lagere stabiliteitsfactor kan als eis de stabiliteitsfactor voorafgaand aan de uitvoeringsfase worden gehanteerd (eenvoudige methode stap 2).

Appendix B

Voorbeeld afleiding
stabiliteitseis STBU op basis van
dijktraject

B.1 Inleiding

Ter illustratie is een versimpeld voorbeeld weergegeven hoe de faalkansen tijdens uitvoering kan worden afgeleid op basis van de stabiliteitsfactoren van het dijktraject of projectgebied. Hierbij is dezelfde aanpak gevolgd als voor STBI, zie Appendix A. Belangrijkste wijziging is dat er rekening is gehouden met een vervol kans op overstroom, gegeven een initiële instabiliteit. Hiervoor is in dit voorbeeld een waarde van 0,1 aangehouden.

B.2 Berekenende faalkansen voorafgaand aan uitvoering

In onderstaande tabel zijn de berekenende faalkansen per dijkvak en voor het hele dijktraject bepaald.

Dijkvak	Lengte [m]	SF [-]	γ_n [-]	β [-/jaar]	$P_{f,inst}$ [-]	$P_{ini;drsn}$ [-/jaar]	$P_{ini;vak}$ [-/jaar]
1	500	1	0.94	3.6	0.1	1.88E-05	1.88E-04
2	500	0.9	0.85	2.9	0.1	1.71E-04	1.71E-03
3	500	0.85	0.80	2.6	0.1	4.49E-04	4.49E-03
4	500	1.1	1.04	4.2	0.1	1.43E-06	1.43E-05
5	500	1.2	1.13	4.8	0.1	7.40E-08	7.40E-07
6	500	1	0.94	3.6	0.1	1.88E-05	1.88E-04
7	500	1.05	0.99	3.9	0.1	5.43E-06	5.43E-05
8	500	1.1	1.04	4.2	0.1	1.43E-06	1.43E-05
9	500	1	0.94	3.6	0.1	1.88E-05	1.88E-04
10	500	1.8	1.70	8.6	0.1	0.00E+00	0.00E+00
11	500	0.95	0.90	3.2	0.1	5.94E-05	5.94E-04
12	500	1.7	1.60	8.0	0.1	8.88E-17	8.88E-16
13	500	1.6	1.51	7.3	0.1	1.15E-14	1.15E-13
14	500	0.9	0.85	2.9	0.1	1.71E-04	1.71E-03
15	500	0.8	0.75	2.3	0.1	1.08E-03	1.08E-02
16	500	1.05	0.99	3.9	0.1	5.43E-06	5.43E-05
17	500	1.3	1.23	5.4	0.1	2.62E-09	2.62E-08
18	500	1.1	1.04	4.2	0.1	1.43E-06	1.43E-05
19	500	1.25	1.18	5.1	0.1	1.46E-08	1.46E-07
20	500	1.3	1.23	5.4	0.1	2.62E-09	2.62E-08
						Totaal	0.0200

B.3 Berekening stabiliteitseis tijdens uitvoering (hele dijktraject)

Vervolgens is de situatie beschouwd, waarbij het volledige dijktraject versterkt wordt. Verder zijn dezelfde uitgangspunten gehanteerd als Appendix A.

In onderstaande tabel is bepaald wat de stabiliteitseis voor het dijkvak wordt om aan die eis te voldoen.

Dijkvak	Lengte [m]	SF	γ_n [-]	β [-/jaar]	$P_{f,inst}$ [-]	$P_{ini;drsn}$ [-/jaar]	$P_{ini;vak}$ [-/jaar]
1	500	1	0.94	3.6	0.10	1.88E-05	1.88E-04
2	500	0.9	0.85	2.9	0.10	1.71E-04	1.71E-03
3	500	0.85	0.80	2.6	0.10	4.49E-04	4.49E-03
4	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
5	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
6	500	1	0.94	3.6	0.10	1.88E-05	1.88E-04
7	500	1.05	0.99	3.9	0.10	5.43E-06	5.43E-05
8	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
9	500	1	0.94	3.6	0.10	1.88E-05	1.88E-04
10	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
11	500	0.95	0.90	3.2	0.10	5.94E-05	5.94E-04
12	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
13	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
14	500	0.9	0.85	2.9	0.10	1.71E-04	1.71E-03
15	500	0.8	0.75	2.3	0.10	1.08E-03	1.08E-02
16	500	1.05	0.99	3.9	0.10	5.43E-06	5.43E-05
17	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
18	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
19	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
20	500	1.08	1.02	4.1	0.10	2.46E-06	2.46E-05
						Totaal	0.0202

Aangezien $(0,0202-0,0200)/0,0200 < 1\%$, blijkt uit bovenstaande tabel dat een stabiliteitseis van $SF \geq 1,08$ kan worden gehanteerd voor de uitvoeringsfase. Voor doorsneden met een lagere stabiliteitsfactor kan als eis de stabiliteitsfactor voor de betreffende doorsnede voorafgaand aan de uitvoeringsfase worden gehanteerd (eenvoudige methode stap 2).

Appendix C

Voorbeeld afleiding
stabiliteitseis STBU op basis van
bepaling vervolggkans

C.1 Inleiding

In deze bijlage worden voor 1 versimpeld voorbeeld de stabiliteitseis voor STBU tijdens uitvoering afgeleid, waarbij de vervolgcans op basis van uitvoeringspecifieke aspecten wordt bepaald. Dit voorbeeld is sterk vereenvoudigd en heeft als doel om een gedachtenlijn te geven die gevolgd zou kunnen worden. Deze analyses kan vervolgens projectspecifiek nader worden uitgewerkt. Voor een meer gedetailleerde aanpak die gevolgd kan worden, wordt verwezen naar (POV Macrostabieliteit, 2020b).

C.2 Beschrijving Case

Het voorbeeld betreft een situatie van een kleidijk, welke buitenwaarts versterkt wordt in een stormgedomineerd gebied. De buitendijkse versterking vindt plaats met zand, waarbij de oude kleidijk gedeeltelijk wordt afgegraven en als binnenberm gaat functioneren, zie Figuur C.1.



Figuur C.1: Schematische weergave 'oude' (zwart) en 'nieuwe' (groen) dijk

De maximale overstromingskans van het dijktraject bedraagt 1/3.000 per jaar en de lengte van het dijktraject is 10 km. Er is uitgegaan van een faalruimtefactor van 4%, zodat de faalkanseis op doorsnedeniveau voor macrostabieliteit 1,75E-06 per jaar bedraagt. Voor de kans op overstromen, gegeven instabiliteit is in het ontwerp voor de eindsituatie uitgegaan van een kans 1/100^{ste}. Hierbij is aangenomen dat:

- Er geen verband is tussen het optreden van opeenvolgende hoogwaterstanden;
- Een hersteltijd van ca. 2 weken;
- De zandkern van de nieuwe dijk erodeert zeer snel, aangezien bij de buitenwaartse afschuiving de buitenbekleding is afgeschoven;
- De kleiberm kan hydraulische condities met een terugkeertijd van 10 jaar keren. Deze is hoog genoeg i.v.m. overslag/overloop en tevens breed genoeg i.v.m. golfrosie. De kans op piping en macroinstabiliteit zijn bij deze hydraulische condities niet bepalend.

De kans op hydraulische condities die tot falen kunnen leiden na een buitenwaartse instabiliteit bedraagt binnen de hersteltijd van 2 weken bedraagt daardoor ongeveer $2/26 \times 1/10 \approx 1/100^{\text{ste}}$.

De schadefactor voor buitenwaartse instabiliteit bedraagt in de eindsituatie derhalve $\gamma_n \geq 0,95$.

C.3 Bepaling eis uitvoeringsfase

In de uitvoeringssituatie wordt de oude kleidijk pas verwijderd als de buitendijkse versterking is aangebracht en voldoet aan de stabiliteit voor de eindsituatie. Op het moment dat de

buitendijkse versterking wordt aangebracht is wel de buitenbekleding van de oude dijk verwijderd.

Tijdens uitvoering gaan de maatgevende glijvlakken door de kruin van de nieuwe dijk. Grotere glijvlakken welke in de kruin van de bestaande dijk insnijden hebben een aanzienlijk hogere stabiliteitsfactor. Dit wordt veroorzaakt doordat onder de nieuwe dijk sprake is van wateroverspanningen, terwijl de spanningen en sterkte onder de oude dijk veel groter is. De oude dijk is gemaakt uit erosiebestendige klei. Omdat de hoogwatercondities relatief kort zijn, kan de oude dijk hydraulische condities met een terugkeertijd van 100 jaar nog keren. Hierbij is aangenomen dat:

- Er geen verband is tussen het optreden van opeenvolgende hoogwaterstanden;
- Een hersteltijd van ca. 2 weken;
- De zandkern van de nieuwe dijk erodeert zeer snel, aangezien bij de buitenwaartse afschuiving de buitenbekleding is afgeschoven;
- De kleiberm kan hydraulische condities met een terugkeertijd van 100 jaar keren. Deze is hoog genoeg i.v.m. overslag/overloop en tevens breed genoeg i.v.m. golfrosie. Voor deze dijk is piping geen bepalend mechanisme en de macrostabiliteit binnenwaarts neemt niet substantieel af ten opzichte van de situatie voor uitvoering.

De kans op hydraulische condities die tot falen kunnen leiden na een buitenwaartse instabiliteit bedraagt binnen de hersteltijd van 2 weken bedraagt daardoor ongeveer $2/26 \times 1/100 \approx 1/1.000^{\text{ste}}$.

De schadefactor voor buitenwaartse instabiliteit bedraagt in de uitvoeringssituatie derhalve $\gamma_n \geq 0,85$.

C.4 Mogelijke aanscherpingen

Deze analyse kan aangescherpt worden door voor verschillende waterstanden de faalkans van het profiel na de initiële afschuiving te bepalen. Hierbij gelden de volgende aandachtspunten:

- De faalkansen moeten worden afgeleid *gegeven* een bepaalde hydraulische conditie. Dit betekent dat de standaard relaties tussen schadefactor en faalkans niet toepasbaar zijn. Als bijv. gegeven een hydraulische condities een stabiliteitsfactor binnenwaarts wordt bepaald, kan deze niet met de standaard WBI-kalibratieformule worden teruggerekend naar een faalkans gegeven die hydraulische condities. Een mogelijkheid is wel om een probabilistische analyse te maken, gegeven die hydraulische condities. Als bijvoorbeeld de kans op overstromen door erosie door golfklap moet worden bepaald, gegeven een initiële afschuiving, kan bijv. op basis van de kansverdeling van de erosiesterkteparameters (bijv. te bepalen met testen of correlaties) en een erosiemodel voor verschillende waterstanden de overschrijdingskans van een kritieke inscharingslengte worden bepaald.

- Door een dergelijke analyse voor verschillende hydraulische condities uit te voeren en vervolgens te integreren over de kansverdeling van deze hydraulische condities is de faalkans gegeven een initiële instabiliteit te bepalen. Dit kan bijvoorbeeld doormiddel van een fragility curve. Deze kan vervolgens 'ui geïntegreerd' worden over de kansverdeling van de hydraulische belasting welke tijdens de hersteltijd op kan treden. Voor een uitgebreide toelichting over de methode met fragility curves wordt verwezen naar (Deltares, 2023c).
- Door na te gaan (bijv. met een aantal indicatieve analyses) welk vervolgmecanisme dominant is (bijv. erosie door golfaanval, macrostabiliteit binnenwaarts, piping of overslag), kan de analyse versimpeld worden. Indien dit niet mogelijk is zullen de verschillende dominante mechanismen allemaal beschouwd moeten worden.

In (POV Macrostabiliteit, 2020b) zijn nog meer handvatten gegeven voor een meer gedetailleerde analyse ten aanzien van buitenwaartse stabiliteit.