


POVM Actuele Sterkte

Macrostabiliteit Buitenwaarts
een verkennende studie

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteur: A.W. van der Meer

29 april 2020, definitief




Samenvatting

Momenteel zijn er veel dijkversterkingen binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) in voorbereiding waar het faalmechanisme macrostabiliteit van het buitentalud (in ieder geval rekenkundig) een probleem is. Er wordt echter vraagtekens gezet bij de berekende faalkansen en bij de dimensies van de voor macrostabiliteit buitenwaarts benodigde versterkingsoplossingen. Deze zijn gevoelsmatig overgedimensioneerd. Er is behoefte om hier op zo kort mogelijke termijn nadere duiding aan te geven, zeker aangezien er tot op heden probabilistisch nog geen dekkende kwantitatieve uitwerking voor dit mechanisme is uitgevoerd. Het detailniveau waarop macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) tot op heden is beschouwd staat kort gezegd niet meer in verhouding met de geplande investeringen van de dijkversterkingsprojecten. In dit rapport is, in opdracht van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POVM), een verkennende studie naar de bepaling van de overstromingskans door macrostabiliteit buitenwaarts opgenomen.

Het hoofddoel van dit rapport is zowel kwalitatief als kwantitatief inzicht te geven in het complete faalpad, de trein van gebeurtenissen vanaf de dagelijkse situatie, de initiërende gebeurtenissen (hydraulische belasting en neerslag), via een buitenwaartse afschuiving, de eerstvolgende belasting vóór herstel, vervolgmecanismen tot uiteindelijk een overstroming. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen het bovenrivieren-, kust-, en merengebied. Voor elk van deze drie gebieden is een case kwantitatief uitgewerkt. Ruwweg bestaat de aanpak uit drie onderdelen: A) de bepaling van de kans op een buitenwaartse afschuiving, inclusief de belastingstatistiek, B) de kans op een hoogwater gedurende de hersteltijd en C) de kans op falen door een vervolgmecanisme tijdens het opeenvolgende hoogwater, inclusief reststerkte. In deze probabilistische berekeningen is de "reststerkte" na de initiële afschuiving dus expliciet meegenomen. Daarnaast is ook rekening gehouden met zaken als het aantal te verwachten afschuivingen en de consequentie daarvan ten aanzien van de hersteltijd. Een dergelijk complete kwantitatieve beschouwing heeft nog niet eerder plaatsgevonden. Uit de drie cases volgt dat in alle drie de bovengenoemde onderdelen een significant betere kansschatting volgt dan uit de WBI methode (welke is gebaseerd op een conservatieve schatting van de belasting, semi-probabilistische stabiliteitsanalyse en de kalibratiere relatie van macrostabiliteit binnenwaarts). Onder meer door het meenemen van "reststerkte" kan de kans op een overstroming zeer sterk worden verkleind ten opzichte van de kans die wordt berekend volgens de gedetailleerde methode in WBI. Dat betekent dat met de in de cases toegepaste analyse (welke het karakter van een *toets op maat* hebben) een optimalisatie, en in een aantal gevallen ook een aanscherping, mogelijk is ten opzichte van de beoordeling op basis van de gedetailleerde methode in WBI. Het betekent ook dat er in de toekomst perspectief is om de gedetailleerde methode zelf te optimaliseren.

Benadrukt wordt dat dit een verkenning betreft en dat in de probabilistische berekeningen de nodige aannames en versimpelingen zitten. Toch kunnen voor ontwerp-/beoordelingstrajecten al wel een aantal concrete aanbevelingen worden gegeven. De eerste is dat het opstellen van een zo compleet mogelijke gebeurtenissenboom, waarin is aangegeven waar wel en waar geen rekening mee wordt gehouden, een belangrijke bijdrage kan leveren aan de discussie omtrent dit mechanisme. Het berekenen van de overstromingskans ten gevolge van een buitenwaartse afschuiving is mogelijk op de manier zoals dat in de cases is gedaan. Een cruciaal onderdeel hierin is de belastingstatistiek, waarvoor in deze studie is aangetoond hoe deze afgeleid kan worden. Maar het is ook mogelijk om voor bepaalde gebeurtenissen in het faalpad een zeer conservatieve schatting te doen (in het meest conservatieve geval een overgangskans van één) en de focus te leggen op kwantificering van de kans in andere knopen in het faalpad. In ieder geval wordt aanbevolen om de hersteltijd op vergelijkbare wijze als gedaan in dit rapport te kwantificeren met de betreffende beheers-/calamiteitenorganisatie van het dijktraject.

Voor het vervolgetraject wordt aanbevolen om meerdere cases in dijkversterkingsprojecten uit te werken om ervaring op te doen met de in dit rapport omschreven aanpak en om vervolgens generieke kwantitatieve conclusies te kunnen trekken en tot, bijvoorbeeld, een optimalisatie van de gedetailleerde methode in WBI te komen. Daarnaast kunnen de probabilistische berekeningen verfijnd worden door het expliciet maken van onzekerheid in doorlatendheid van de dijk en neerslag (is in de cases niet gebeurd). Tenslotte zijn er nog een aantal onzekerheden in de modellering van verschillende gebeurtenissen in het faalpad die een behoorlijke impact op de berekende overstromingskansen kunnen hebben. De belangrijkste zijn 1) de onzekerheid ten aanzien van het materiaalgedrag van grond in de onverzadigde zone, relevant voor de kans op afschuiving en 2) de onzekerheden in de modellering van erosie door golfaanval, erosie door kliferosie, erosie van het kernmateriaal en bresgroei.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	24 april 2020	Anton v/d Meer		Wim Kanning Geeralt v/d Ham		Leo Voogt	

Status

Definitief

29 april 2020, definitief

Inhoud

1 Inleiding	5
1.1 Aanleiding	5
1.2 Beschrijving mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts	5
1.3 Buitenwaartse stabiliteit in het wettelijk beoordelingsinstrumentarium	6
1.4 Recente analyses	7
1.5 Doelstelling	7
1.6 Afbakening	8
1.7 Leeswijzer	8
2 Faalpaden Macrostabiliteit Buitenwaarts	11
2.1 Gebeurtenissenbomen algemeen	11
2.2 Gebeurtenissen tot falen macrostabiliteit buitenwaarts	11
2.3 Gebeurtenissenbomen macrostabiliteit buitenwaarts	14
3 Hydraulische belasting	17
3.1 Algemeen	17
3.2 Rivierengebied (Meetstation Tiel Waal)	21
3.3 Merengebied (Meetstation Schellingwouderbrug)	28
3.4 Kustgebied (Meetstation Vlissingen)	33
4 Neerslag	41
1.1 Neerslagstatistiek	41
4.1 Correlatie met hoge afvoer en storm	42
5 Waterspanningen	45
5.1 Kwalitatief	45
5.2 Kwantitatief	45
6 Buitenwaartse afschuiving	49
6.1 Bepaling conditionele kans op een instabiliteit	49
6.2 Uitintegreren belastingonzekerheden	51
6.3 Omvang van de afschuiving in de doorsnede	54
6.4 Aantal afschuivingen in het traject	55
7 Herstel	59
7.1 Tijd tot herstel	59
7.2 Belasting voor herstel	59
8 Vervolgmechanismen	61
8.1 Faalmechanismen	61
8.2 Dijktypen	66
9 Kwantitatieve uitwerking faalpaden Macrostabiliteit Buitenwaarts	69
9.1 Aannames	69
9.2 De beschouwde gebeurtenissenboom	70
9.3 Case bovenrivierengebied	71
9.4 Case merengebied	77
9.5 Case kustgebied	82



29 april 2020, definitief

10 Conclusies en aanbevelingen	87
10.1 Conclusies	87
10.2 Aanbevelingen voor ontwerpprojecten	89
10.3 Aanbevelingen voor een vervolgtraject	89
Referenties	91
A Praktijkervaring hersteltijd	93
B Beschouwing response freatische lijn	95
C Analyse waterspanningsmetingen	97

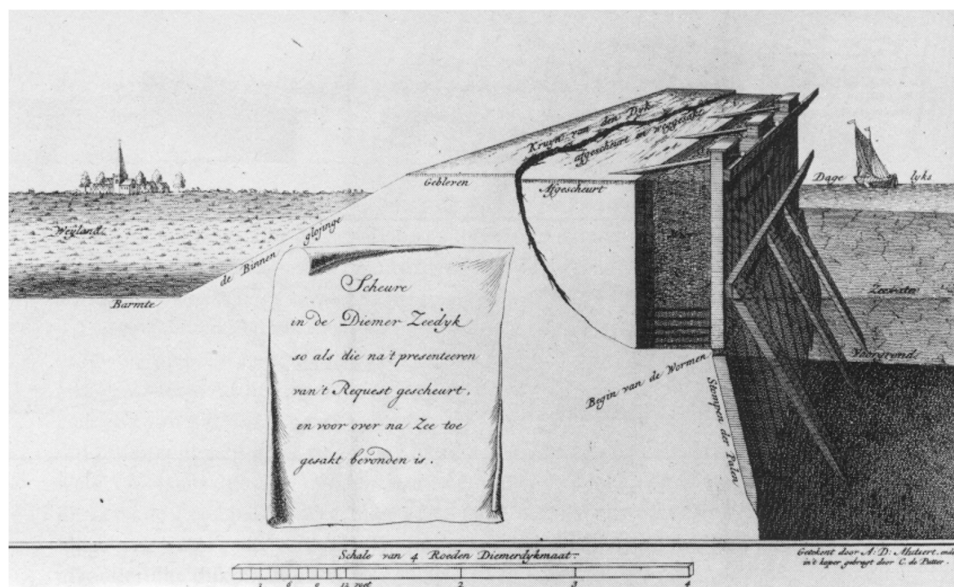
1 Inleiding

1.1 Aanleiding

Momenteel zijn er veel dijkversterkingen binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) in voorbereiding waar het faalmechanisme macrostabiliteit van het buitentalud (in ieder geval rekenkundig) een probleem is. Er wordt echter vraagtekens gezet bij de berekende faalkansen en bij de dimensies van de voor macrostabiliteit buitenwaarts benodigde versterkingsoplossingen. Deze zijn gevoelsmatig overgedimensioneerd. Er is behoefte om hier op zo kort mogelijke termijn nadere duiding aan te geven, zeker aangezien er tot op heden probabilistisch nog geen dekkende kwantitatieve uitwerking voor dit mechanisme is uitgevoerd. Het detailniveau waarop macrostabiliteit buitenwaarts tot op heden is beschouwd staat kort gezegd niet meer in verhouding met de geplande investeringen van de dijkversterkingsprojecten. In dit rapport is, in opdracht van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POVM), een verkennende studie naar de bepaling van de overstromingskans door macrostabiliteit buitenwaarts opgenomen.

1.2 Beschrijving mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts

Het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) betreft een buitenwaartse afschuiving, die gevolgd door een hoogwater en eventueel een vervolgmecanisme tot een overstroming leidt. Een buitenwaartse afschuiving is het meest waarschijnlijk wanneer de waterspanningen in de dijk hoog zijn in combinatie met een lage buitenwaterstand. Dit kan het geval zijn door onder andere een val van de buitenwaterstand of neerslag. Na een buitenwaartse afschuiving kan de schade doorgaans hersteld worden voordat de dijk door een hoogwater/golven belast wordt.

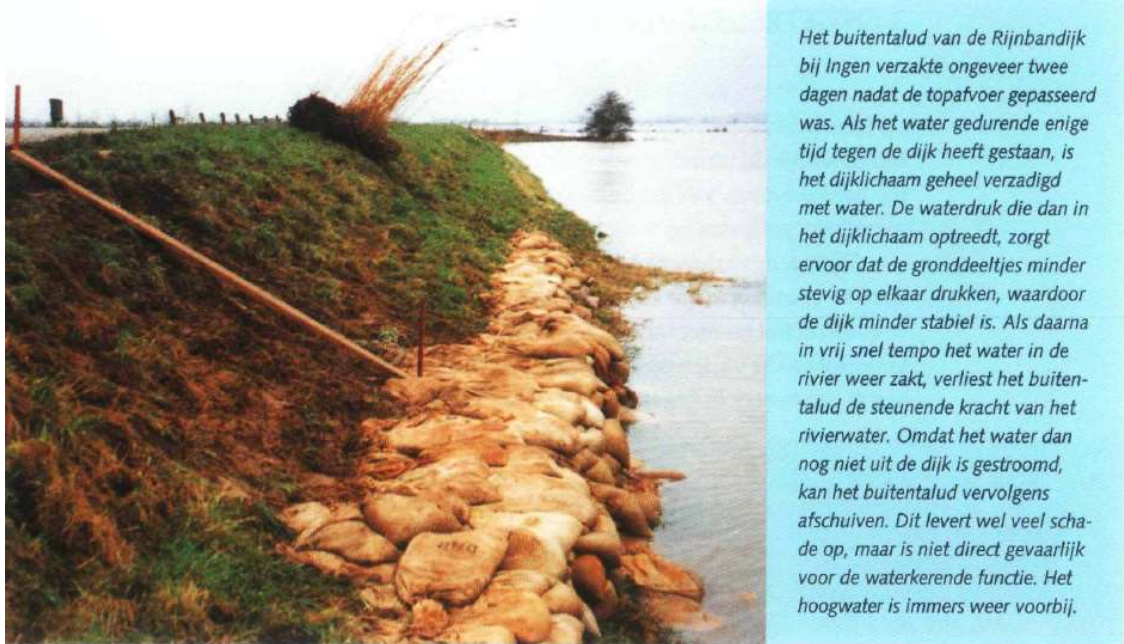


Figuur 1 Buitenwaartse afschuiving van de Diemerzeedijk in de 17e eeuw. Overgenomen uit Calle (2002).

Tijdens het hoogwater van 1993 zijn enkele kleine buitenwaartse afschuivingen geconstateerd (TAW, 1994). Het buitentalud van de Rijnbandijk bij Ingen verzakte ongeveer twee dagen nadat de topafvoer was gepasseerd (Figuur 2). Ook bij 'hectometerpaal 150 en

29 april 2020, definitief

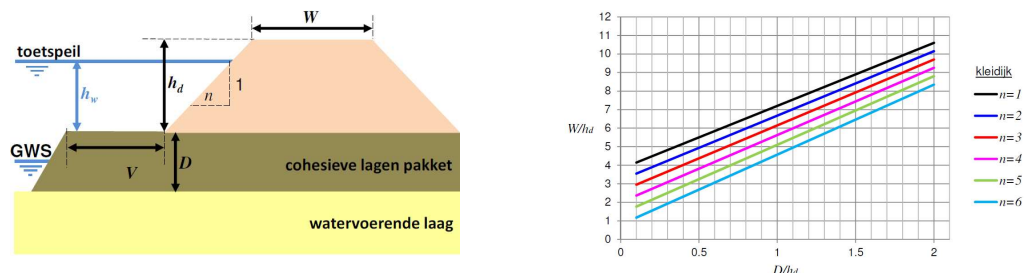
152 langs de Rijn' zijn in 1993 kleine afschuivingen waargenomen (TAW, 1994). De afschuivingen hebben niet tot een overstroming geleid.



Figuur 2 Buitenwaartse instabiliteit van de Rijnbandijk bij Ingen. Overgenomen uit TAW (1994).

1.3 Buitenwaartse stabiliteit in het wettelijk beoordelingsinstrumentarium

In de *eenvoudige toets* van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) wordt met een eenvoudige toetsregel gecontroleerd of buitenwaartse macrostabiliteit relevant is voor de betreffende waterkering. De toets is gebaseerd op geometrische kenmerken (Figuur 3). Indien de breedte-hoogte-verhouding groter is dan een, van de taludhelling en deklaagdikte-hoogte-verhouding afhangende, factor voldoet de dijk. De dijken die leiden tot grote ontwerpogaven in de versterkingsprojecten voldoen logischerwijs allen niet aan deze toets.



Figuur 3 Eenvoudige toets macrostabiliteit buitenwaarts (kleidijk) in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium.

In de *gedetailleerde toets* van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) wordt de faalkanseis voor een buitenwaartse afschuiving gelijk gesteld aan de eis voor een binnenwaartse afschuiving maal tien. De eis is met de factor 10 verlicht omdat het een indirect mechanisme is (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017). Deze factor 10 kan geïnterpreteerd worden als de kans op een hoogwater voordat de buitenwaartse afschuiving hersteld is. In lijn met de andere faalmechanismen omschreven in het WBI, is het niet waarschijnlijk dat ook de *overstromingskansen gegeven een hoogwater voor herstel* impliciet in deze factor is verwerkt. Deze 'extra sterkte' is in het WBI gedefinieerd als reststerkte. Deze

29 april 2020, definitief

reststerkte kan wel in een *toets op maat* worden meegenomen. In de *gedetailleerde toets* (en de ontwerppraktijk) wordt de kans op een buitenwaartse afschuiving bepaald op basis van een deterministische berekening met karakteristieke waarden voor de sterkteparameters, een val vanaf de waterstand bij norm en de kalibratievergelijking voor macrostabiliteit binnenwaarts (Kanning, 2017) om berekende stabiliteitsfactor om te rekenen in een faalkans.

1.4 Recente analyses

Recent is door het kennisplatform risicobenadering (KPR) een discussiememo opgesteld over de relevantie om macrostabiliteit buitenwaarts wel of niet te onderzoeken (KPR, 2019). Dit memo beoogt een discussie op gang te brengen over de relevantie van het faalmechanisme en de wijze waarop met dit mechanisme in de beoordeling en ontwerp van waterkeringen om zou kunnen worden gegaan. Vooralsnog is dit vooral opgesteld voor waterkeringen in het rivierengebied, waar de hydraulische belasting afvoer-gedomineerd is. Zonder het memo van KPR te herhalen, wordt in het memo gesteld dat er drie redenen zijn waardoor macrostabiliteit buitenwaarts onder voorwaarden geen relevant faalmechanisme is:

1. Rekenkundig wordt het faalmechanisme (veel) te conservatief benaderd. De waterspanningen (en met name de ligging van de freatische lijn) worden erg veilig geschematiseerd.
2. Een buitenwaartse afschuiving leidt niet direct tot een overstroming. In het rivierengebied is de kans erg klein dat vervolgmechanismen tot een overstroming leiden.
3. Met adequate beheersmaatregelen kunnen significante gevolgen in het bovenrivierengebied sowieso worden uitgesloten.

Omdat het memo vooral is gericht op het bovenrivierengebied is het van belang om ook voor de andere watersystemen macrostabiliteit buitenwaarts te onderzoeken. De door het KPR gepresenteerde werkwijze/gedachtegang is echter ook te volgen bij de andere watersystemen, al zal de uitwerking wel eens anders kunnen zijn. Daarnaast wordt gesteld dat het een discussie memo betreft waarvan nog niet alle aspecten zijn onderzocht waardoor op dit moment zonder nader onderzoek niet met voldoende zekerheid kan worden geconcludeerd dat macrostabiliteit buitenwaarts irrelevant is.

Een tweede interessante memo is in opdracht van het Waterschap Rivierenland in het kader van het versterkingsproject Streefkerk-Ameide-Fort Everdingen (SAFE) opgesteld, een aanpak voor probabilistische beoordelingen van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts (Jongejan, 2019). In de aanpak worden verschillende conditionele kansen gecombineerd tot een overstromingskans. Het gros van de winst zit in de *kans op een overstroming gegeven een maximaal aangenomen hersteltijd van vijftig dagen*. Deze kans is bepaald op basis van de kans op het jaarlijks hoogwater binnen vijftig dagen en de kans op een bepaald overslagdebiet bij een verlaagde kruin.

Tijdens het opstellen van dit rapport worden door de ontwerpteams van de versterkingsprojecten *Wolferen-Sprok* en *Stadsdijken Zwolle* werkwijzen opgesteld voor de omgang met het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts. Tijdens het opstellen van dit rapport is er regelmatig contact geweest met deze ontwerpteams om de aanpak enigszins te stroomlijnen.

1.5 Doelstelling

Het hoofddoel van dit rapport is zowel kwalitatief als kwantitatief inzicht te geven in het faalpad van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts. Het gaat hierbij om de trein

29 april 2020, definitief

van gebeurtenissen vanaf de dagelijkse situatie via een buitenwaartse afschuiving tot een overstroming. Onderliggende doelen van dit rapport zijn:

1. Inzicht geven in de initiërende gebeurtenissen die tot een buitenwaartse instabiliteit kunnen leiden.
2. Inzicht geven in de duur vanaf een mogelijke afschuiving tot een opeenvolgende belastinggebeurtenis.
3. Een, voor zover bekend bij de auteurs, eerste probabilistische berekening van een buitenwaartse instabiliteit uit te voeren.
4. Kwalitatief en kwantitatief inzicht geven in de tijd tot herstel van de buitenwaartse afschuiving.
5. Het faalpad kwantitatief uitwerken voor drie cases: in het bovenrivieren-, kust- en merengebied. En hiermee inzicht geven in mogelijke aanscherpingen ten opzichte van de huidige aanpak.

1.6 Afbakening

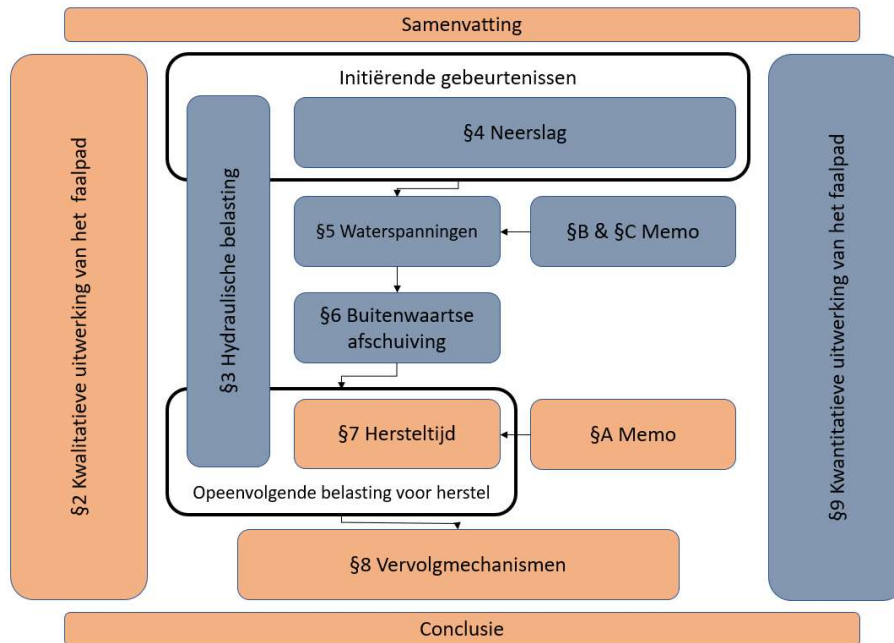
Doel van dit rapport is niet om als een handreiking voor macrostabiliteit buitenwaarts te dienen, maar om aanknopingspunten te bieden voor de verdere kwantitatieve uitwerking van dit mechanisme met het karakter van een *toets op maat*. Het is een verkennende studie en dient ook als zodanig te worden gebruikt. Aanbeveling is om op basis van dit rapport cases voor verschillende versterkingsprojecten te beschouwen, met deze ervaring generieke conclusies te trekken en de methodiek vervolgens te waarborgen in een handreiking.

Daarnaast moet worden vermeld dat de in dit rapport beschouwde (resultaten van) cases geen generalisatie zijn voor het gehele watersysteem (bovenrivieren-, kust en merengebied), maar slechts als indicatie dienen. In de kwantitatieve uitwerking van dit rapport zijn verder veel (over het algemeen conservatieve) pragmatische keuzes gemaakt. Kwalitatief worden in dit rapport aanknopingspunten gegeven om deze keuzes in versterkingsprojecten, waar nodig, te kunnen optimaliseren.

1.7 Leeswijzer

Dit rapport is als in Figuur 4 gevisualiseerd ingedeeld, beginnend met een kwalitatieve uitwerking van het faalpad (Hoofdstuk 2) en eindigend met de kwantitatieve uitwerking van het faalpad (Hoofdstuk 9). In het middengedeelte van dit rapport komen de gebeurtenissen uit het faalpad aan bod, globaal: de initiërende gebeurtenissen (hydraulische belasting en neerslag), een buitenwaartse afschuiving, een opeenvolgende belasting voor herstel en een vervolgmechanisme tijdens de opeenvolgende beastinggebeurtenis. De hoofdstukken blauw gemarkeerd in de figuur zijn relatief technisch van aard en voor oningewijde mogelijk moeilijk leesbaar. In dat geval kan men voor deze informatie de samenvatting van dit rapport raadplegen.

29 april 2020, definitief

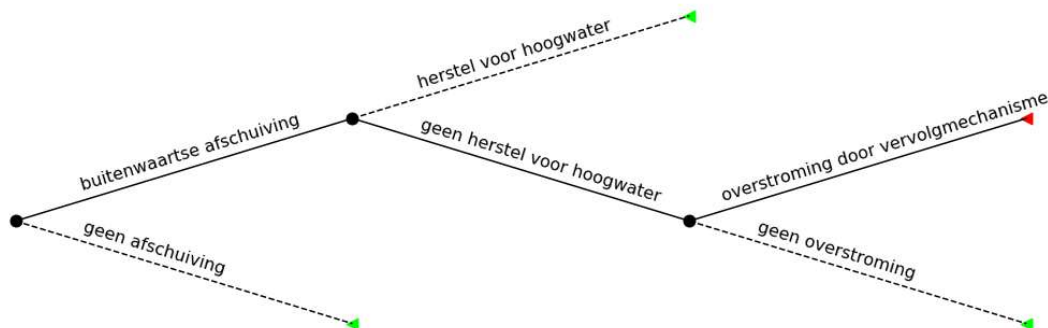


Figuur 4 Indeling van dit rapport. De hoofdstukken in blauw zijn relatief technisch van aard.

2 Faalpaden Macrostabiliiteit Buitenwaarts

2.1 Gebeurtenissenbomen algemeen

De opeenvolgende gebeurtenissen die leiden tot een overstroming (of geen overstroming) zijn gevisualiseerd in een gebeurtenissenboom. Een voorbeeld van een gebeurtenissenboom is gegeven in Figuur 5. In een gebeurtenissenboom zijn chronologisch de gebeurtenissen vanaf een initiële situatie tot de mogelijke uiteindelijke situaties opgenomen. Elke gebeurtenis is een zogenaamde knoop met meerdere uitkomsten, bijvoorbeeld *wel of geen buitenwaartse afschuiving* of *wel of geen herstel na de afschuiving*. De kansen van alle uitkomsten moeten optellen tot één ($P(\text{herstel}) + P(\text{geen herstel}) = 1.0$). Een faalpad is een pad in de gebeurtenissenboom die tot falen leidt. Faalpaden is de verzameling van alle paden in de gebeurtenissenboom die tot falen leiden. In het voorbeeld is het enige faalpad: eerst een buitenwaartse afschuiving, dan geen herstel en ten slotte falen door een vervolgmechanisme. In een gebeurtenissenboom staat doorgaans de initiërende belasting en heeft als dimensie een kans per jaar. Op de knopen staan vervolgens conditionele kansen gegeven de voorgaande belasting of knoop.



Figuur 5 Voorbeeld van gebeurtenissenboom.

2.2 Gebeurtenissen tot falen macrostabiliiteit buitenwaarts

Een overstroming als gevolg van een buitenwaartse afschuiving vindt plaats als chronologisch de volgende gebeurtenissen plaatsvinden:

1. Initiërende gebeurtenissen (gebeurtenissen voorafgaand aan de buitenwaartse afschuiving);
2. Een buitenwaartse afschuiving;
3. Een opeenvolgende belasting (bv. hoogwater) voordat de schade van de buitenwaartse afschuiving hersteld is;
4. Eén of meerdere vervolgfaalmechanismen tijdens de opeenvolgende belasting. Indien de dijk volledig is verdwenen door de buitenwaartse afschuiving is overloop het vervolgfaalmechanisme;
5. Een overstroming met significante gevolgen.

In de onderstaande paragrafen wordt elk afzonderlijk behandeld. In Paragraaf 2.3 is voor verschillende gevallen de gebeurtenissenboom opgenomen.

29 april 2020, definitief

2.2.1 Initiërende gebeurtenissen

Een buitenwaartse afschuiving kan in principe altijd plaatsvinden maar is het meest waarschijnlijk wanneer de waterspanningen in de dijk hoog zijn terwijl de buitenwaterstand laag is. Dit kan het geval zijn bij een val van de buitenwaterstand en/of neerslag. Bij een val van de buitenwaterstand volgen de waterspanningen in de dijk met een vertraging. De buitenwaterstand voorafgaand aan de val kan een hoogwater betreffen, maar het kan ook een meer frequente waterstand zijn. De val is dan respectievelijk de val na het hoogwater of bijvoorbeeld een val door afwaaiing (een verlaagde waterstand door aflandige wind), door afname van stormopzet of getij. Naar de gebeurtenissen voorafgaand aan de buitenwaartse afschuiving wordt in dit rapport verwezen als *initiërende gebeurtenissen*.

In overeenstemming met het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004) onderscheiden we drie combinaties van initiërende gebeurtenissen:

1. Stijging vanaf een frequente waterstand, vaak ook dagelijkse waterstand genoemd, naar hoogwater en een val vanaf het hoogwater terug naar een frequente waterstand;
2. Val vanaf een frequente waterstand naar een laagwater;
3. Verhoogde waterspanningen in de dijk door (extreme) neerslag.

Of combinaties van (extreme) neerslag en een val van de buitenwaterstand (frequent en hoogwater) meegenomen moeten worden is afhankelijk van de correlatie tussen de waterstandsval en regenval. Als er geen sterke correlatie is tussen de waterstandsval en (extreme) neerslag wordt de bijdrage van een dergelijke gezamenlijke gebeurtenis verwaarloosbaar verondersteld. Als er wel een sterke correlatie is, is het niet meenemen van de combinatie val en neerslag optimistisch. In Hoofdstuk 4 wordt hier nader op ingegaan. In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW, 2001) was aangegeven dat combinaties niet beschouwd worden.

De initiërende gebeurtenissen voor de drie hierboven genoemde combinaties zijn als in Figuur 6 opgenomen in de gebeurtenissenboom. De initiële situatie, waar de gebeurtenissenboom mee start is een frequente waterstand, een waterstand die frequent voorkomt, dit wordt vaak de dagelijkse waterstand genoemd. Voor een val na hoogwater is ook de kans op golfoverslag en de kans dat de dijk tijdens het hoogwater gefaald of beschadigd is meegenomen. Indien de dijk gedurende het hoogwater al als gefaald is gedefinieerd, is macrostabiliteit van het buitentalud niet meer van belang (het wel beschouwen zou dubbeltellingen van de faalkans betekenen). Indien de dijk tijdens het hoogwater wel beschadigd maar niet gefaald is, kan de kans op een buitenwaartse afschuiving groter (of kleiner) zijn.

In Hoofdstuk 3 (hydraulische belasting) en Hoofdstuk 4 (neerslag) wordt verder ingegaan op de initiërende gebeurtenissen.

2.2.2 Buitenwaartse afschuiving

Voor elke combinatie van initiërende gebeurtenissen is er een kans op een buitenwaartse afschuiving. Zonder model- of kennisonzekerheden over de sterkte van en doorlatendheden in de ondergrond zouden we exact kunnen uitrekenen of en welke afschuiving plaats zal vinden. Dit is echter niet het geval en wordt een faalkans uitgerekend.

Met betrekking tot de hersteltijd (Paragraaf 2.2.3) en vervolg gebeurtenissen (Paragraaf 2.2.4) is de omvang van de buitenwaartse afschuiving van belang. Het is noodzakelijk onderscheid te maken tussen afzonderlijke afschuivingen die een verschillend effect hebben op de vervolggebeurtenissen. Onderscheid kan gemaakt worden tussen een oppervlakkige afschuiving waarbij alleen de bekleding is aangetast en een afschuiving die het

29 april 2020, definitief

gehele dijklichaam, dus ook de kern (zand of klei), aantast of zelfs de dijkhoogte verlaagt. In Hoofdstuk 6 wordt verder ingegaan op de buitenwaartse afschuiving.

NB In het geval van objecten in de dijk, zoals leidingen, kan het gevolg van een buitenwaartse afschuiving groter zijn dan alleen de omvang van de afschuiving. Uitstroming van gas of water uit een geknapte gas- of waterbreuk kan leiden tot een explosie- of erosiekrater. Dit is buiten de scope van dit rapport. In het WBI Veiligheidsraamwerk Kabels en Leidingen (Schweckendiek, 2018) worden handvatten hiervoor gegeven. In het kader van de *Project Overstijgende Verkenning Kabels en Leidingen* (PoV K&L) zijn op basis van het veiligheidsraamwerk diverse cases beschouwd.

2.2.3 Herstel voor hoogwater

Als de tijd tussen de afschuiving en het herstel korter is dan de tijd een nieuwe belastinggebeurtenis, bv. een twee hoogwater, is er sprake van een beschadigde dijk bij aanvang van de van deze nieuwe belastinggebeurtenis. Bij herstel kan onderscheid gemaakt worden tussen hersteld met noodmaatregelen, definitief hersteld en volledig op sterkte na definitief herstel.

In Hoofdstuk 3 wordt verder ingegaan op de tijd tussen de val en het opeenvolgend hoogwater. In Hoofdstuk 7 wordt verder ingegaan op de hersteltijd.

2.2.4 Vervolgfaalmechanismen

Gegeven dat de dijk buitenwaarts is afgeschoven en de dijk niet hersteld is voor het (opeenvolgend) hoogwater, dan moet een vervolgmechanisme optreden om tot overstroming te kunnen leiden. Alleen de toegenomen kans, ten opzichte van een niet beschadigde dijk, op het optreden van een vervolgmechanisme is van belang. Als de *kans op een piping gegeven een buitenwaartse afschuiving* identiek is aan de kans op *piping gegeven geen buitenwaartse afschuiving*, dan is een buitenwaartse afschuiving irrelevant voor het mechanisme piping en hoeft de kans op piping ook niet meegenomen te worden in de gebeurtenissenboom van macrostabiliteit buitenwaarts. Strikt genomen moet voor een (vervolg)mechanisme die wel negatief door een buitenwaartse afschuiving wordt beïnvloed de kans op *het mechanisme gegeven geen buitenwaartse afschuiving* dus van de kans op *het mechanisme gegeven een buitenwaartse afschuiving* worden afgetrokken. Aangenomen dat de kans op het mechanisme door een buitenwaartse afschuiving minimaal met een orde van grootte toeneemt, heeft dit een verwaarloosbaar effect op het resultaat. In dit rapport wordt voor een mechanisme die negatief worden beïnvloed door een buitenwaartse afschuiving de kans op *het mechanisme gegeven een buitenwaartse afschuiving*, zonder de bovengenoemde correctie, aangehouden.

Afhankelijk van de omvang van de afschuiving worden de volgende, in Tabel 1 opgenomen, faalmechanismen negatief beïnvloed. Onderscheid is gemaakt tussen een grote en een kleine buitenwaartse afschuiving, die respectievelijk wel en niet tot kruindaling leidt. Over het algemeen is de kans op een buitenwaartse afschuiving met het intredepunt in het binnentalud het kleinst (hoe groter de cirkel des te kleiner de kans daarop). De faalmechanismen in de tabel betreffen primaire faalmechanismen, die (net als een buitenwaartse afschuiving) niet direct tot een overstroming hoeven te leiden

29 april 2020, definitief

Tabel 1 Aangenomen invloed van een buitenwaartse afschuiving op de primaire mechanismen die in het WBI worden beschouwd. Dit kan voor ieder specifiek geval anders zijn. Aan de ingenieur om hier onderbouwd invulling aan te geven.

Faalmechanisme	Invloed van een kleine, niet tot kruinverlaging leidende, afschuiving	Invloed van een grote, wel tot kruindaling leidende, afschuiving
Graserosie kruin en binnentalud ofwel Hoogte (GEKB / HT)	Geen invloed van een buitenwaartse afschuiving (geen kruinverlaging)	De kruinhoogte is verlaagd door de buitenwaartse afschuiving, de kans op het overschrijden van het kritieke overslagdebiet is hierdoor toegenomen.
Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	Door de afschuiving is de intredeweerstand mogelijk afgenomen en zijn de freatische waterspanningen toegenomen.	Door de afschuiving is de intredeweerstand mogelijk afgenomen en zijn de freatische waterspanningen toegenomen.
Microstabieliteit (STMI)	Door de afschuiving is de intredeweerstand mogelijk afgenomen en zijn de freatische waterspanningen toegenomen.	Door de afschuiving is de intredeweerstand mogelijk afgenomen en zijn de freatische waterspanningen toegenomen.
Piping (STPH)	Eventueel kan bij een diepe afschuiving een nieuw intredepunt worden gecreëerd.	Eventueel kan bij een diepe afschuiving een nieuw intredepunt worden gecreëerd.
Graserosie buitentalud (GEBU)	Door de afschuiving is de bekleding aangetast en de erodeerbaarheid toegenomen.	Door de afschuiving is de bekleding aangetast en de erodeerbaarheid toegenomen.

Afhankelijk van de opbouw van de dijk, het dijkttype en het watersysteem worden de verschillende primaire mechanismen in meer of minder mate beïnvloed door een buitenwaartse afschuiving. In Hoofdstuk 8 wordt verder ingegaan op de vervolgfalmechanismen.

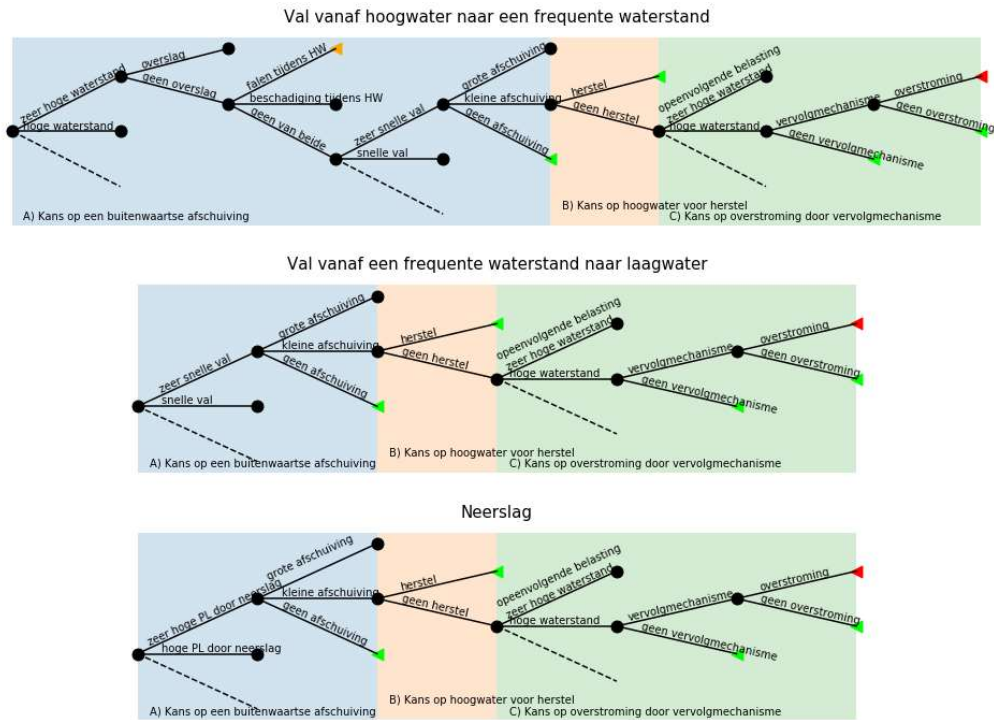
2.2.5 Overstroming

Gegeven dat het vervolgfalmechanisme is opgetreden zijn er nog gebeurtenissen, in het WBI2017 gedefinieerd als 'reststerkte' ('t Hart, 2018), die moeten optreden voordat er sprake is van een overstroming met significante gevolgen als gedefinieerd in de Waterwet. Dit betreft onder andere 'doorgaande erosie van de dijk kern' en 'bregroei'. Deze sterkte is buiten de scope van dit rapport. Per vervolgfalmechanismen kan deze sterkte wel in rekening gebracht worden. In Van Hoven (2014) en Van Den Ham (2020) is dit voor macrostabieliteit binnenwaarts uitgewerkt. Het meenemen van deze sterkte kan de 'zonder reststerkte' berekende kans op een overstroming met enkele ordes van grootte verkleinen.

2.3 Gebeurtenissenbomen macrostabieliteit buitenwaarts

De algemene gebeurtenissenbomen zijn voor een val na hoogwater, een val naar laagwater en neerslag opgenomen in Figuur 6. Hierbij wordt opgemerkt dat om te komen tot een totale faalkans, verschillende mogelijke initiërende belastinggroottes worden beschouwd, met hun kans van voorkomen, en per initiërende belasting worden de conditionele kansen per knoop beschouwd. Deze laatste kunnen verschillen per initiërende belastinggrootte, bijvoorbeeld een relatief snelle val heeft een grotere kans op een grote afschuiving dan een relatief langzame val.

29 april 2020, definitief



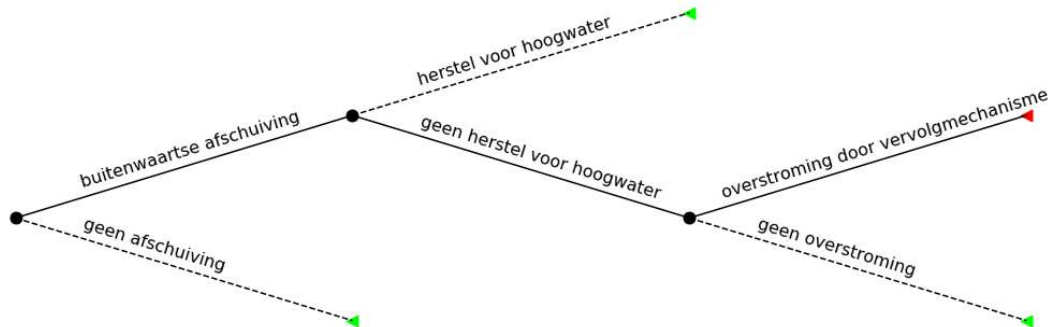
Figuur 6 Gebeurtenisbomen van de drie scenario's die tot een overstroming door een buitenwaartse afschuiving kunnen leiden. De groene eindpunten betekenen 'geen overstroming', de rode eindpunten 'een overstroming door macrostabiliteit buitenwaarts' en het oranje eindpunt 'een mogelijke overstroming, maar niet door macrostabiliteit buitenwaarts'. De drie kansen (A, B en C) tot waar de gebeurtenissenboom teruggebracht kan worden (zie onderstaande tekst) zijn weergegeven met de blauwe, oranje en groene box.

De gebeurtenisbomen kunnen teruggebracht worden tot drie onderdelen:

- De kans op een buitenwaartse afschuiving, inclusief de belastingstatistiek. In de kans op een buitenwaartse afschuiving zit dus de onzekerheid van de initiërende gebeurtenissen verwerkt.
- De kans op een hoogwater gedurende de hersteltijd.
- De kans op een overstroming door een vervolgmechanisme tijdens het opeenvolgend hoogwater, inclusief reststerkte. In de kans op een vervolgmechanisme zit de belastingstatistiek van het opeenvolgende hoogwater verwerkt.

De resulterende gebeurtenissenboom is opgenomen in Figuur 7.

29 april 2020, definitief



Figuur 7 Basis gebeurtenissenboom macrostabiliteit buitenwaarts.

De bepaling van de kans op een buitenwaartse afschuiving is opgenomen in Hoofdstuk 6 met de belastingstatistiek en vertaling van de belastingstatistiek naar waterspanningen in Hoofdstuk 3 tot en met 5. De bepaling van de kans op herstel is opgenomen in Hoofdstuk 7. De bepaling van de vervolgmecanismen is opgenomen in Hoofdstuk 8. De gebeurtenissenboom, Figuur 7, wordt in Hoofdstuk 9 ingevuld voor drie verschillende cases.

3 Hydraulische belasting

In dit hoofdstuk worden eerst algemeen de grootheden beschouwd die van belang zijn voor een overstroming door een buitenwaartse afschuiving (Paragraaf 3.1), vervolgens worden voor drie cases (Tabel 2), kenmerkend voor verschillende watersystemen, de hydraulische randvoorwaarden kwantitatief beschouwd.

Tabel 2 Kwantitatief beschouwde cases.

Watersysteem	Invloeden	Meetstation	Paragraaf
Bovenrivierengebied	Afvoer (Wind)	Tiel Waal	3.2
Merengebied	Wind, Meerpeil	Schellingwouderbrug	3.3
Kustgebied	Wind, Getij	Vlissingen	3.4

Doel van dit hoofdstuk is, naast het kwantificeren van de waterstandsval en de tijd tot de opeenvolgende belastinggebeurtenis, het inzichtelijk maken van gebeurtenissen die tot een overstroming door macrostabiliteit buitenwaarts zouden kunnen leiden. Binnen een faalpadenaanpak is de vraag *'wat voor situaties hebben we het over'* een essentieel onderdeel.

3.1 Algemeen

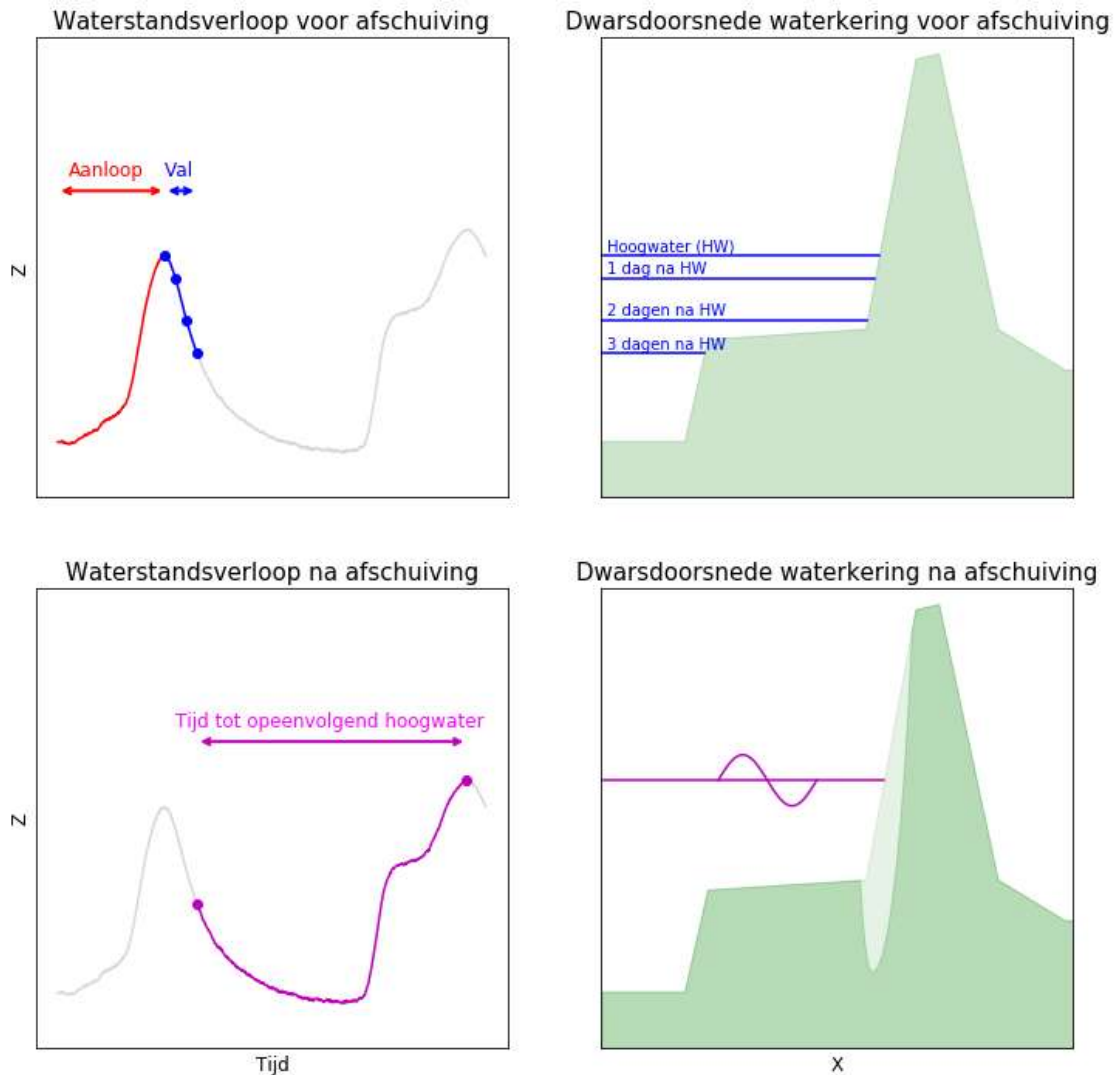
De hydraulische belasting die van belang is voor de gebeurtenissen tot een overstroming door macrostabiliteit buitenwaarts zijn weergegeven in Figuur 8. De belangrijke grootheden zijn:

1. De aanloop naar de val is van belang voor de waterspanningen voorafgaand aan de val. Zijn de waterspanningen al aangepast aan de waterstand voorafgaand aan de val? Dit is mede afhankelijk van de snelheid van de waterstandstoename en de topduur van de waterstandspiek, maar ook de doorlatendheid van de dijk. En wat is de waterstand voorafgaand aan de val?
2. De snelheid en duur van de val is van belang voor de schematisatie van de waterspanningen ten tijde van de afschuiving. Hoe snel valt de waterstand en wat is de tijdsduur van de val?
3. De tijd tot de opeenvolgende hoogwaterpiek, of beter gezegd belastinggebeurtenis, is van belang voor de kans op herstel van de afschuiving voor de opeenvolgende belasting. Wat is de kansverdeling van de tijd tussen de afschuiving en de opeenvolgende belastinggebeurtenis?
4. De intensiteit, waterstand en/of golven, van de opeenvolgende belastinggebeurtenis is van belang voor de kans op een vervolgmechanisme.

Om faalkansen uit te kunnen rekenen is de statistiek van de grootheden van belang. Hoe extremer de belasting, hoe kleiner de overschrijdingsfrequentie. Naast de statistiek van de aparte grootheden, zijn ook de onderlinge correlaties van belang. Is bijvoorbeeld na een extreme waterstandsval de tijd tot een opeenvolgende belastinggebeurtenis langer of korter dan na een willekeurige waterstandsval?

Op de waterstandsval wordt gedetailleerder ingegaan in Paragraaf 3.1.1.

29 april 2020, definitief



Figuur 8 Voor macrostabiliteit buitenwaarts zijn de aanloop naar de val, de waterstand voorafgaand aan de val, de val zelf, de tijd tot het opeenvolgend hoogwater/belasting en de intensiteit van het opeenvolgende hoogwater/belasting van belang.

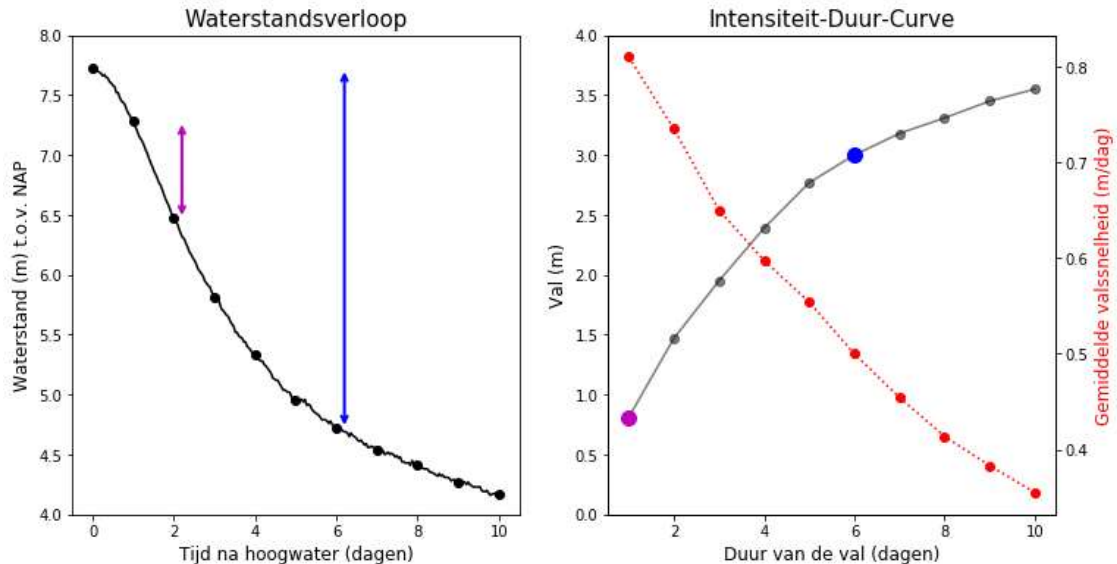
3.1.1

Waterstandsval

De waterstandsval kan beschreven worden met een valsnelheid en een duur (de totale val is duur maal valsnelheid). Hoe langer de duur of hoe groter de snelheid, hoe groter de absolute val zal zijn en daarmee hoe groter de wateroverspanningen, maar ook hoe langer de tijd voor de freatische lijn heeft om zich aan te passen wat geen gunstig is voor de stabiliteit (met name bij een grote snelheid, waarbij dit uiteraard ook sterk afhankelijk is van de doorlatendheid). Na een (vooraf onbekende) tijd na het begin van de val zijn de randvoorwaarden voor de stabiliteit van de dijk, in dit geval wateroverspanningen, het meest ongunstig en is de kans op een instabiliteit het grootst. In de stabiliteitsanalyses in dit rapport berekenen we de stabiliteit van de dijk tijdsafhankelijk, op verschillende momenten na het hoogwater (Hoofdstuk 6). In Figuur 48 is de tijdsafhankelijke freatische lijn en tijdsafhankelijk stabiliteit geïllustreerd.

29 april 2020, definitief

Als we kijken naar het waterstandsverloop (Figuur 9 links) zien we logischerwijs dat de valsnelheid gemiddeld over één dag groter is dan de valsnelheid gemiddeld over meerdere dagen. Dit is beschreven in de zogenaamde *intensiteit-duur-curve* waarvan in Figuur 9 rechts een schematisch voorbeeld is gegeven. Het effect op de waterspanningen van een grote val wordt dus enigszins gecompenseerd door de lagere valsnelheid die daarmee gepaard gaat.

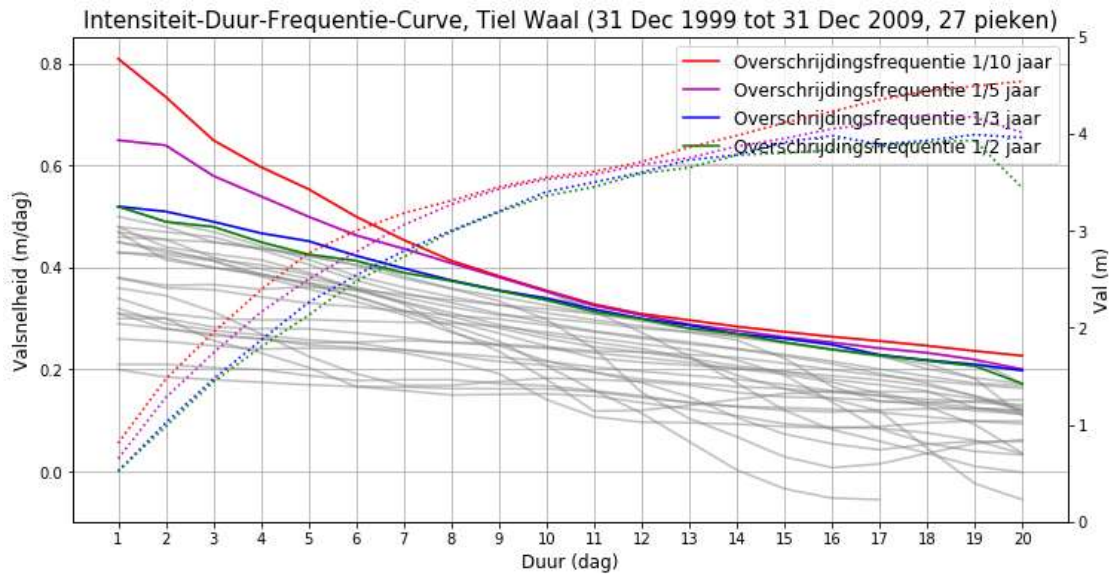


Figuur 9 Schets van een val in het rivierengebied (links) en de intensiteit van de val en valsnelheid (rechts). Naarmate we de val over een langere duur beschouwen neemt de totale val toe, maar neemt de gemiddelde valsnelheid af. In paars is de maximale val in één dag weergegeven (deze vindt plaats op de tweede dag na de hoogwaterpiek), in blauw de maximale val in zes dagen.

De statistiek van de valsnelheid is ook afhankelijk van de duur van de val. Als we de intensiteit-duur-curves van alle waterstandsvalle in een bepaalde periode (bv. 10 jaar) beschouwen kunnen we de overschrijdingsfrequenties van de valsnelheid bepalen voor verschillende dueren van de val. Dit is beschreven in de zogenaamde *intensiteit-duur-frequentie-curve*, Figuur 10. Een *intensiteit-duur-frequentie-curve* is een wiskundige functie die de intensiteit van een grootte relateert aan zijn duur en frequentie (vaak gebruikt in de hydrologie).

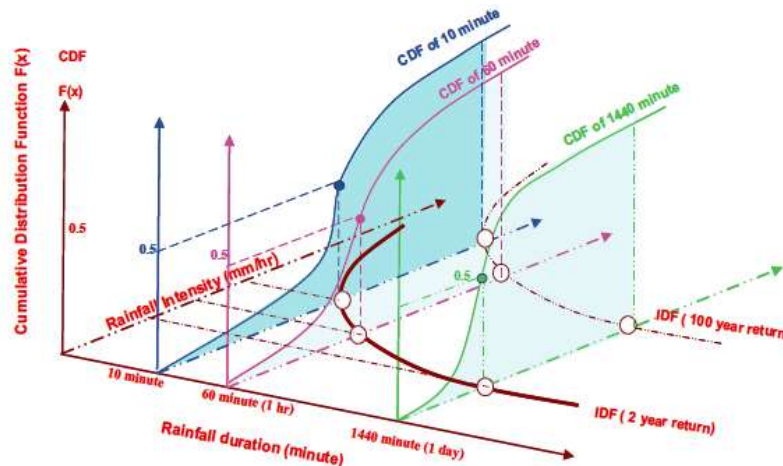
In Figuur 10 zijn de intensiteit-duur-curves van de 27 hoogwaterpieken in de periode 2000-2010 gezet. De hoogste valsnelheid over één dag is 0.8 meter/dag, deze heeft op basis van de data dus een overschrijdingsfrequentie van 1/10 jaar. De één na hoogste valsnelheid over één dag is 0.65 meter/dag, deze heeft op basis van de data dus een overschrijdingsfrequentie van 1/5 jaar. Hetzelfde geldt voor de valsnelheid over twee dagen, et cetera. De verbindende grafiek tussen de snelste eendaagse, tweedaagse, n-daagse valsnelheid is de *intensiteit-duur-frequentie-curve* met een overschrijdingsfrequentie van 1/10 jaar.

29 april 2020, definitief



Figuur 10 Ter illustratie de empirische Intensiteit-Duur-Frequentie-curves van de valsnelheid Meetstation Tiel Waal, 2000 tot 2010. De rode lijn komt overeen met de rode lijn in Figuur 9. De grijze lijnen zijn de Intensiteit-Duur-curves van de 27 beschouwde vallen na hoogwater. Met stippellijnen en schaal op de rechter as is de absolute val weergegeven.

De intensiteit-duur-frequentie-curve kan ook, door een parametrische kansverdelingen te fitten, geëxtrapoleerd worden om tot de curve met een overschrijdingsfrequentie van bijvoorbeeld 1/100 jaar te komen, als weergegeven in Figuur 11.



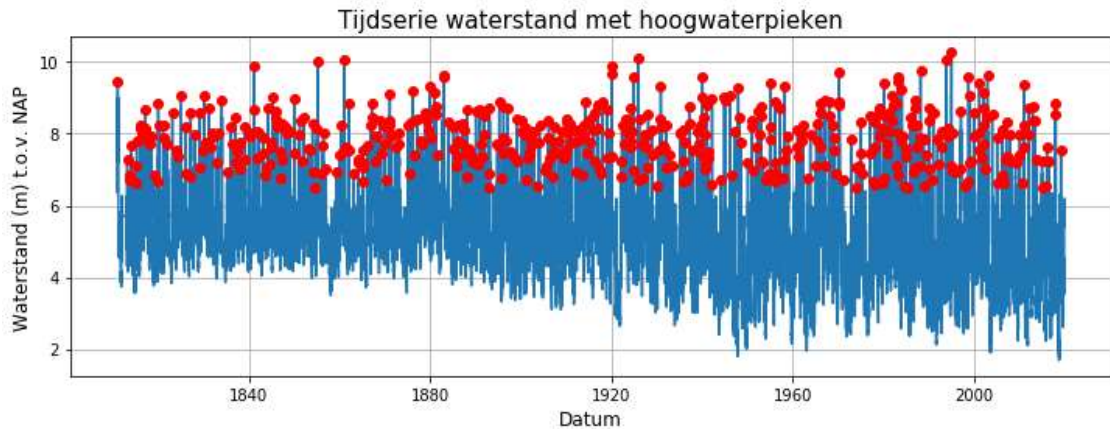
Figuur 11 Extrapolatie van de intensiteit-duur-frequentie-curve, in dit geval voor regenval. Overgenomen uit Minh Nhat (2006).

Deze intensiteit-duur-frequentie-curve wordt omgezet naar waterspanningen in de dijk (Hoofdstuk 5) en vervolgens gebruikt als randvoorwaarden in de probabilistische stabiliteitsberekeningen (Hoofdstuk 6).

29 april 2020, definitief

3.2 Rivierengebied (Meetstation Tiel Waal)

De waterstandsmetingen van het Rijkswaterstaatsmeetstation Tiel Waal zijn geanalyseerd om een beeld te krijgen van de hydraulische belasting in het rivierengebied. NB De onderstaande analyse is geen generalisatie van het gehele rivierengebied. De meetreeks Tiel Waal heeft een lengte van 209 jaar (1811-2019). Het scenario van een val vanaf hoogwater naar een frequente waterstand is beschouwd.

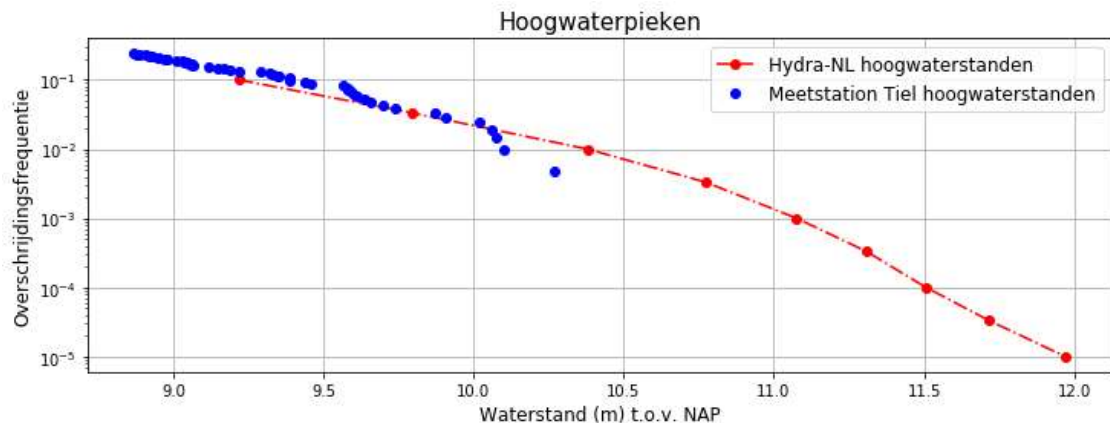


Figuur 12 Tijdsree van de waterstand inclusief de hoogwaterpieken, Meetstation Tiel Waal.

NB De data van Meetstation Tiel Waal is niet gecorrigeerd voor enige trend in klimaatverandering, niet voor de verandering van de riviergeometrie en niet voor veranderingen in het stroomgebied van de Rijn.

3.2.1 Hoogwaterpieken Meetstation Tiel Waal

In de meetreeks zijn 519 hoogwaterpieken herkend, gemiddeld 2.5 per jaar. Een waterstand op een bepaald moment is gedefinieerd als een piek als de waterstand hoger is dan 6.5 meter (dit is de waterstand in Tiel Waal vanaf waar er volgens Rijkswaterstaat Waterinfo sprake is van een extreem hoogwater) en een prominentie (relatieve hoogte) heeft van minstens 2 meter. De 50 hoogste hoogwaterpieken uit de meetreeks zijn gesorteerd naar overschrijdingsfrequentie en weergegeven in Figuur 13. In deze grafiek zijn ook de resultaten van Hydra-NL opgenomen.



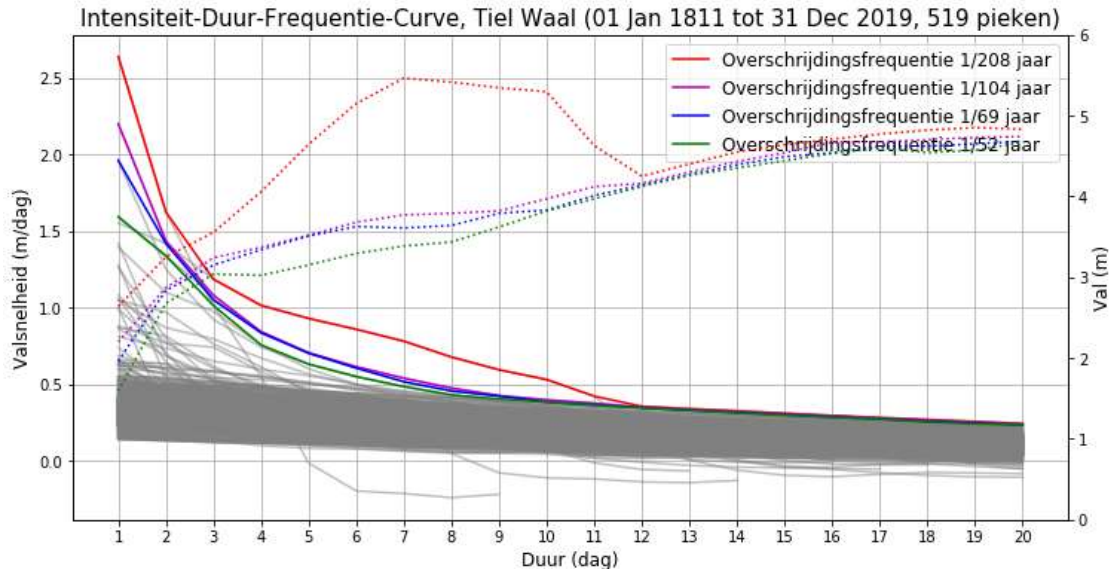
Figuur 13 Hoogwaterpieken Meetstation Tiel Waal, 1811 t/m 2019.

29 april 2020, definitief

3.2.2

Waterstandsvallen Meetstation Tiel Waal

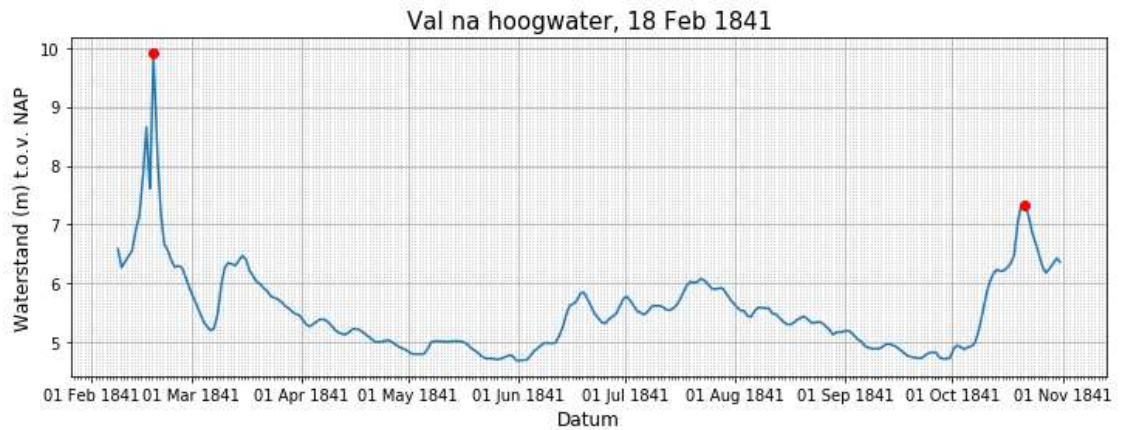
Van al de 519 pieken is de kwantificatie van de val opgenomen in de *intensiteit-duur-frequentie-curve*, Figuur 14. De IDF-curve is afgeleid als omschreven in Paragraaf 3.1.1.



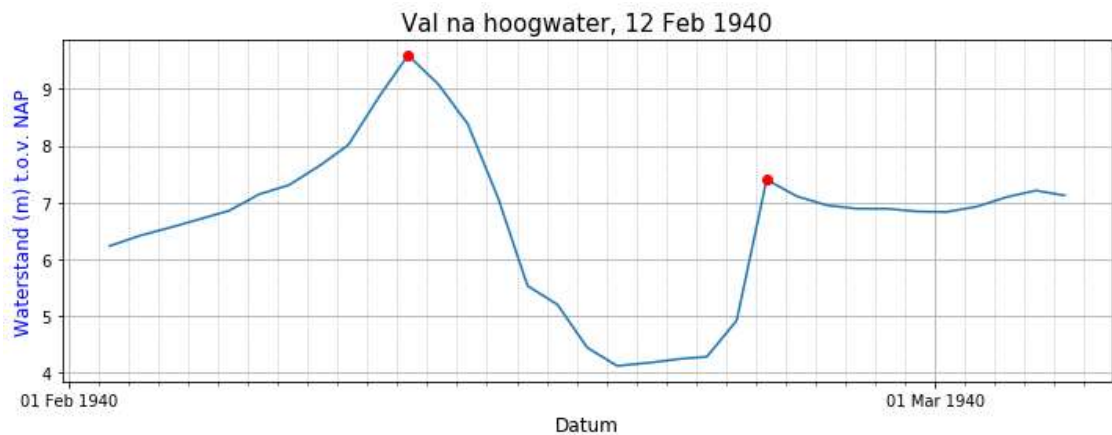
Figuur 14 De empirische Intensiteit-Duur-Frequentie-curves van de valsnelheid Meetstation Tiel Waal, 1811 t/m 2019. De grijze lijnen zijn de intensiteit-duur-curves van alle 519 pieken. Een grijze lijn kan lager dan nul worden indien zich een opeenvolgende hoogwaterpiek binnen 20 dagen voordoet (het meest extreme voorbeeld is gegeven in Figuur 17). Met stippellijnen en schaal op de rechter as is de absolute val weergegeven. De bult in de absolute val met een overschrijdingsfrequentie van 1/208 jaar heeft te maken met de waterstandverhoging 7 dagen na de val op 12 februari 1940 (Figuur 16). Ten opzichte van de hoogwaterpiek is er echter nog steeds sprake van een val, tot 12 dagen na de hoogwaterpiek de snelste val sinds 1811.

De waterstandvallen die eruit springen met een val van meer dan 1.5 meter binnen één dag (allen in februari in respectievelijk 1841, 1917, 1940, 1954 en 1956) hebben alle vijf te maken met het doorbreken/loslaten van ijssdammen. In februari 1841 valt het water na het loslaten van een ijssdam in zestien dagen 4.7 meter, waarvan 2.7 meter in de eerste twee dagen (Figuur 15). Het duurde vervolgens nog tot na de zomer (245 dagen) tot de opeenvolgende hoogwaterpiek plaatsvond. De situatie voorafgaand aan deze val wordt in een fotoatlas van STOWA als volgt beschreven: “De winter van 1840-1841 kenmerkt zich door vroege vorstval en vorming van drijfijis. [...] Met name in februari ontstaan hierdoor ijssdammen bij onder meer het Pannerdens Kanaal, in de Waal bij Tiel en in de Neder-Rijn. De ijssdam bij het Pannerdens Kanaal zorgt voor vier doorbraken, maar de schade blijft beperkt. De ijssdam bij Tiel en de ijssdammen in de Neder-Rijn bij Heteren en Rijndijk zorgen voor een opstuwing van het water tot ongeveer 20 centimeter boven de kruin van de dijk. Met meer dan gewone inspanningen worden noodkeringen aangelegd, die uiteindelijk over grote lengten overlopen. Het doorbreken van de dijken lijkt onvermijdelijk, mede door het ontstaan van een verzakking in de dijk bij Tiel. Uiteindelijk komt op 18 februari redding als de ijssdam bij Tiel los laat en het water in de rivieren kan zakken. Op dat moment heeft de Waaldijk over een lengte van ruim 800 meter 20 uur lang overgelopen. (STOWA, 2018)” Op 29 februari 1956 valt de waterstand na een beperkt hoogwater in één dag 2.6 meter (Figuur 17). Binnen twee weken (9 dagen) volgde de opeenvolgende hoogwaterpiek. Dit is de kortste tijd tussen twee hoogwaterpieken. Februari 1956 was de koudste maand van de twintigste eeuw.

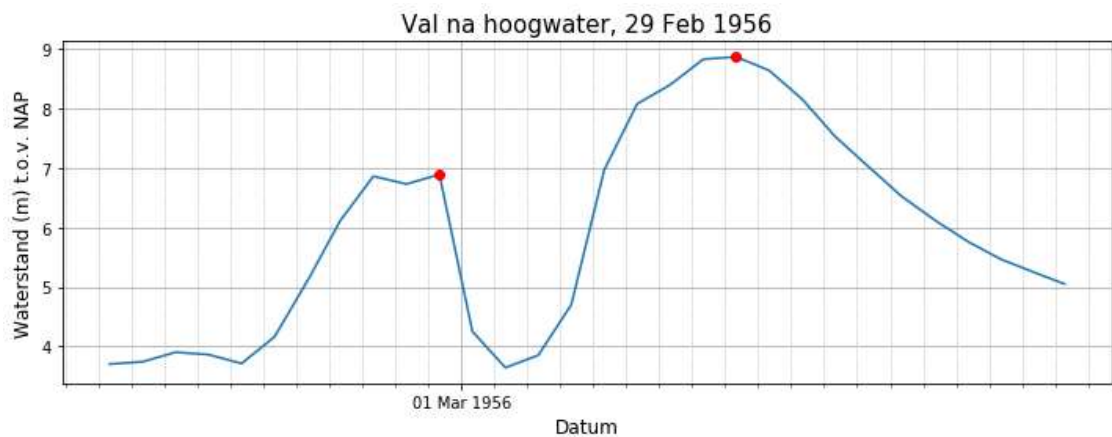
29 april 2020, definitief



Figuur 15 De hoogwaterstandspiek van 18 februari 1841. Na het loslaten van de aanwezige ijssdam is de waterstand binnen 16 dagen bij 5 meter gevallen. Het duurde vervolgens nog tot na de zomer (245 dagen) tot de opeenvolgende hoogwaterpiek.



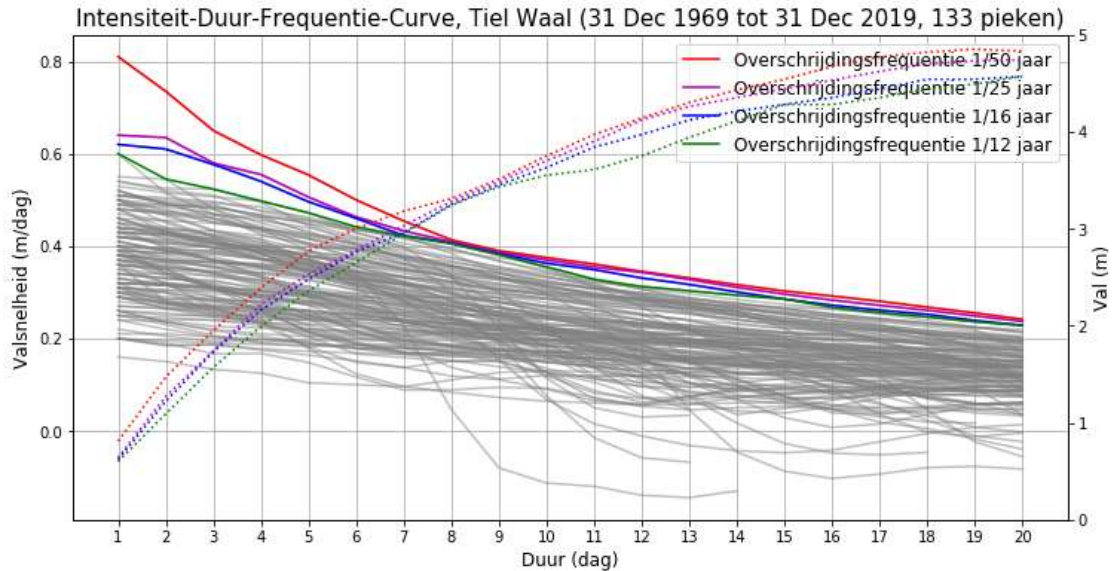
Figuur 16 De hoogwaterpiek van 12 februari 1940.



Figuur 17 De hoogwaterstandspiek van 29 februari 1956. Na het doorbreken van de aanwezige ijssdam met ijsbrekers is de waterstand binnen één dag 2.6 meter gevallen. Binnen twee weken (9 dagen) volgde de opeenvolgende hoogwaterpiek. Dit is de kortste tijd tussen twee hoogwaterpieken in de Tiel Waal meetreeks. Februari 1956 was de koudste maand van de twintigste eeuw.

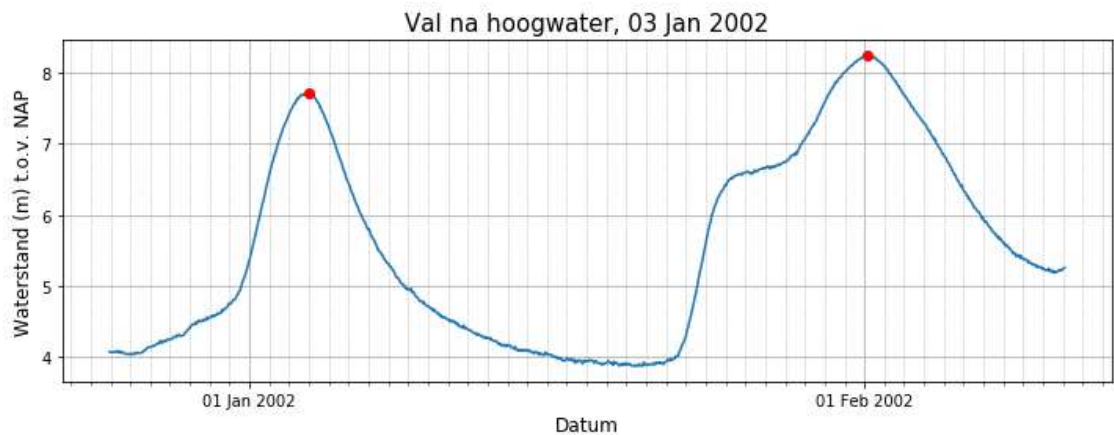
29 april 2020, definitief

In de laatste vijftig jaar zijn de valsnelheden beperkter en het is de vraag of we in de huidige beschouwing wel rekening willen houden met ijsdammen. De *intensiteit-duur-frequentie-curve* van de afgelopen 50 jaar is gegeven in Figuur 18.



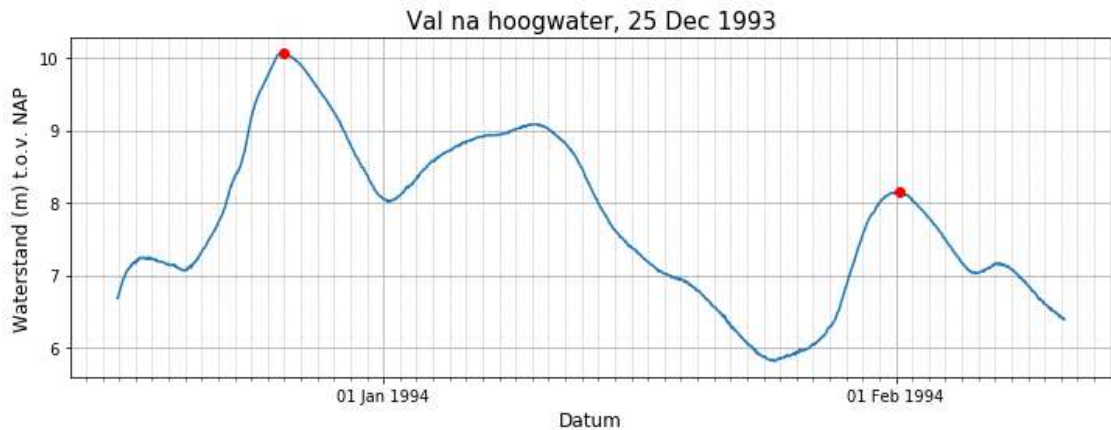
Figuur 18 De empirische Intensiteit-Duur-Frequentie-curves van de valsnelheid Meetstation Tiel Waal, 1970 t/m 2019. De grijze lijnen zijn de intensiteit-duur-curves van alle 133 pieken. Met stippellijnen en schaal op de rechter as is de absolute val weergegeven.

De snelste waterstandsval sinds 1970 heeft plaatsgevonden na het hoogwater van 3 januari 2002 (Figuur 19). Na een krappe maand (28 dagen) volgde de opeenvolgende hoogwaterpiek. De waterstandsval van het hoogwater van 25 december 1993 is gegeven in Figuur 20. Twee dagen na het hoogwater in 1993 heeft er bij Ingen, weliswaar aan de Neder-Rijn, een buitenwaartse afschuiving plaatsgevonden (Figuur 2). De valsnelheden bij Tiel waren na het hoogwater van 1993 relatief beperkt, 0,4 à 0,5 meter per dag.



Figuur 19 De hoogwaterstandspiek van 3 januari 2002, met de daaropvolgende val. Na een krappe maand (28 dagen) volgde de opeenvolgende hoogwaterpiek.

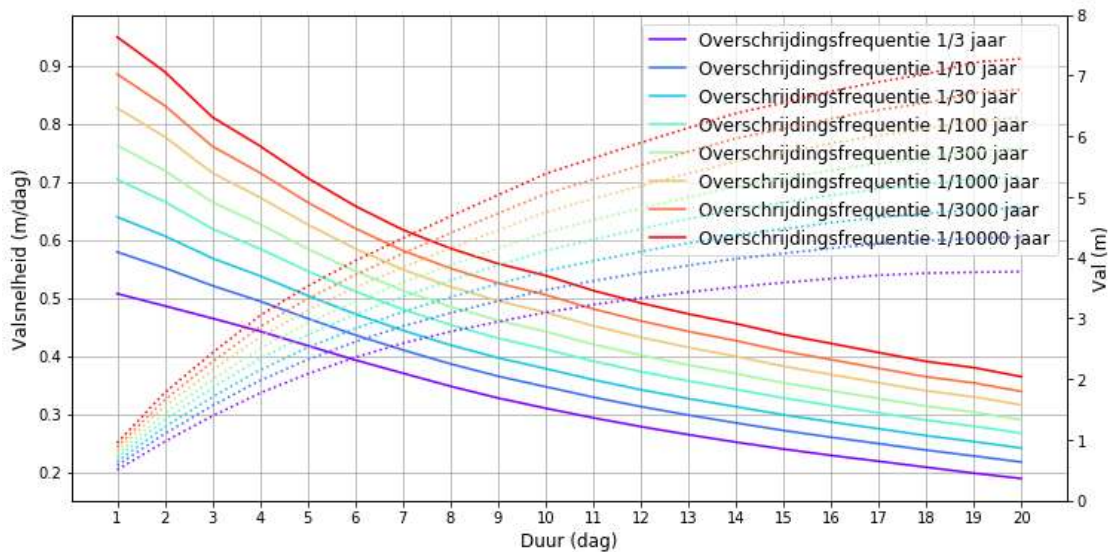
29 april 2020, definitief



Figuur 20 De hoogwaterstandspiek van 25 december 1993, met de daaropvolgende val. Na een ruime maand (37 dagen) volgde de opeenvolgende hoogwaterpiek. Na het hoogwater van 1993 zijn op andere plekken in het rivieren gebied, langs de Neder-Rijn (Figuur 2), oppervlakkige buitenwaartse afschuivingen geconstateerd.

3.2.2.1 Parametrisatie intensiteit-duur-frequentie-curve Meetstation Tiel Waal

De intensiteit-duur-frequentie-curve van de laatste 50 jaar (Figuur 18), zonder ijsdammen, is geparametriseerd met een Gumbelverdeling, als gevisualiseerd in Figuur 11. De Gumbelverdelingen zijn gefit met de 'method of moments'. De 50 meest extreme valsnelheden (gemiddeld één per jaar) zijn meegenomen in de fit. De geëxtrapoleerde intensiteit-duur-frequentie-curve is weergegeven in Figuur 21

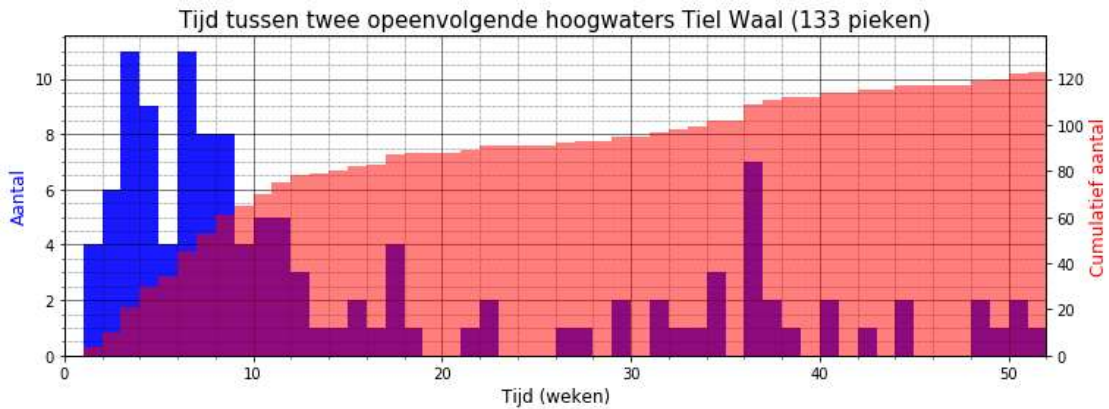


Figuur 21 De geparametriseerde Intensiteit-Duur-Frequentie-curves voor Meetstation Tiel Waal. Gebaseerd op de meetreeks 1970 t/m 2019.

3.2.3 Tijd tussen opeenvolgende hoogwaterpieken Meetstation Tiel Waal

De tijd tussen de opeenvolgende hoogwaterpieken is bepaald op basis van dezelfde tijdreeks als in de voorgaande paragraaf en de histogram is opgenomen in Figuur 22 en Tabel 3. De kortste tijd tussen twee opeenvolgende hoogwaterpieken is 9 dagen, Figuur 17.

29 april 2020, definitief



Figuur 22 Histogram van de tijd tussen twee opeenvolgende hoogwaters voor Meetstation Tiel Waal 1811 t/m 2019. Elke bin, balk in de grafiek, is één week.

Tabel 3 Tijd tussen twee hoogwater voor Meetstation Tiel Waal.

Tijd tussen opeenvolgende hoogwaterpieken (weken)	Aantal (totaal 133)	Percentage
0 tot 1	0	0.0%
1 tot 4	21	15.8%
4 tot 8	32	24.0%
4 tot 26	38	28.6%
26 tot 52	32	24.1%
meer dan 52	10	7.5%

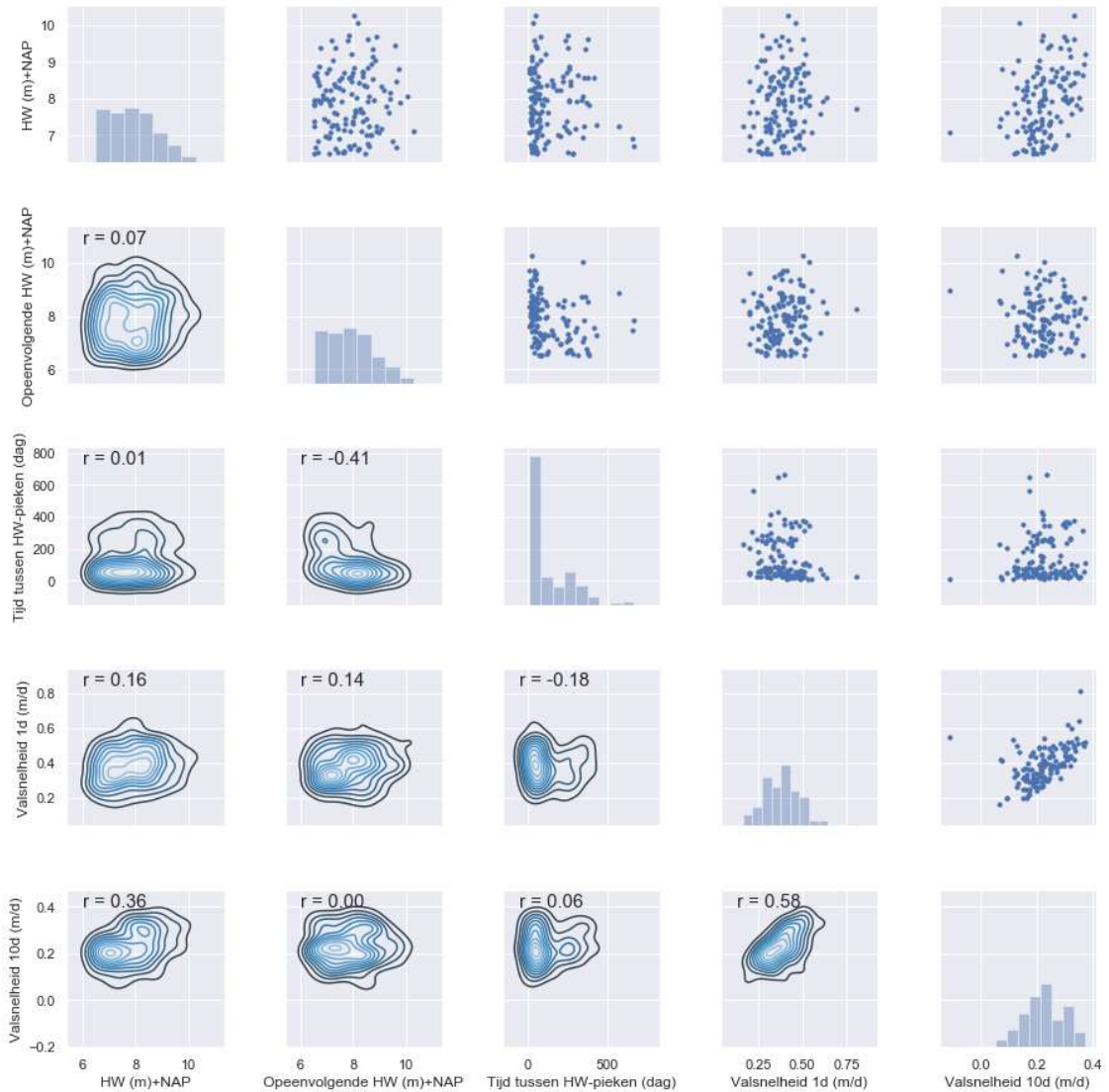
In het voorbeeld van Paragraaf 7.2.1 is geïllustreerd hoe het bovenstaande wordt gebruikt om de kans op een hoogwater voor herstel te bepalen. De kans op hoogwater voor herstel wordt meegenomen in het faalpad.

3.2.4

Correlaties Meetstation Tiel Waal

De correlaties tussen: 1) de hoogte van de initiële hoogwaterpiek, 2) de hoogte van de opeenvolgende hoogwaterpiek, 3) tijd tussen de twee hoogwaterpieken en 4) de één- en 5) tiendaags gemiddelde valsnelheid is opgenomen in Figuur 23. De data zonder ijssdammen is hiervoor gebruikt (1970 t/m 2019).

29 april 2020, definitief



Figuur 23 Correlatieplot. De correlatiecoëfficiënt, r , gegeven in de plot is de Spearman rangcorrelatiecoëfficiënt, deze varieert tussen de -1 en de 1 (van negatief tot positief gecorreleerd). Een correlatiecoëfficiënt van 0 betekent geen correlatie.

Uit de correlaties volgt dat voor Meetstation Tiel Waal:

1. De hoogte van de twee achtereenvolgende hoogwaterpieken niet gecorreleerd is.
2. De tijd tussen de twee hoogwaterpieken niet gecorreleerd is met het initiële hoogwater, maar er wel een lichte correlatie is tussen de tussentijd en de valsnelheid en opeenvolgende hoogwaterpiek. Bij een korte tussentijd verwachten we een grotere valsnelheid en een hoger opeenvolgend hoogwater. Deze correlaties zijn wel beperkt.
3. Bij een hogere hoogwaterpiek verwachten we een iets grotere valsnelheid. Ook hier is de correlatie beperkt.

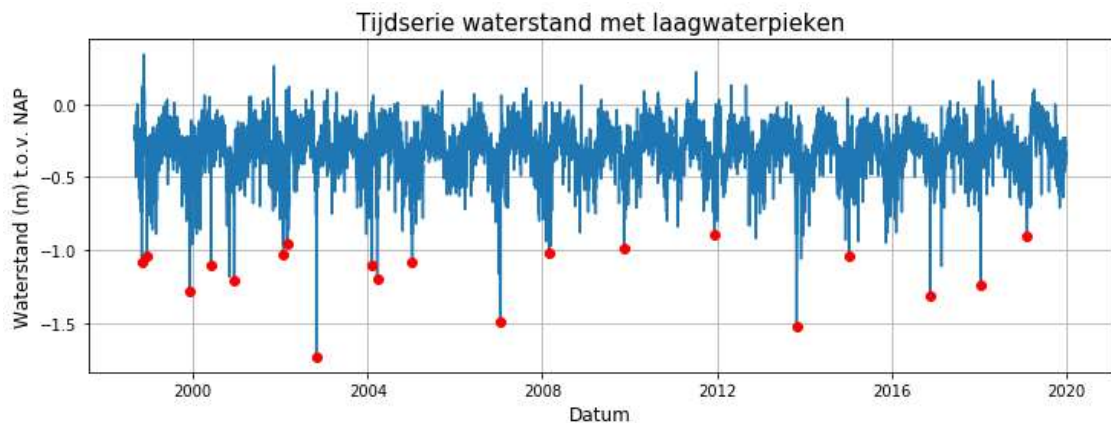
De hoogte van de hoogwaterpiek en de opeenvolgende val kunnen dus als twee onafhankelijke stochasten worden meegenomen in de bepaling van de kans op een

29 april 2020, definitief

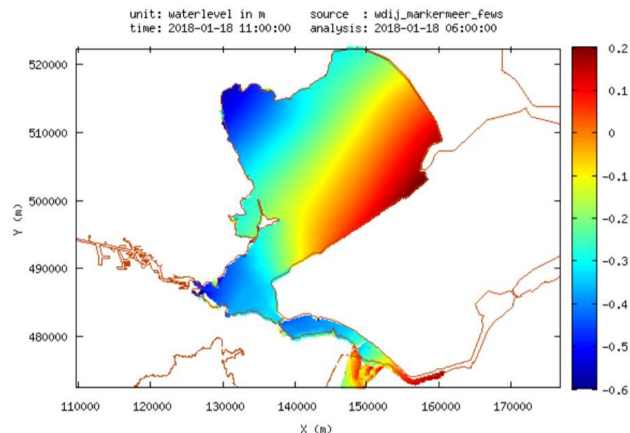
buitenwaartse afschuiving. In de case, Hoofdstuk 9.3, worden de twee stochasten als onafhankelijk beschouwd.

3.3 Merengebied (Meetstation Schellingwouderbrug)

De waterstandsmetingen van het Rijkswaterstaatsmeetstation Schellingwouderbrug zijn geanalyseerd om een beeld te krijgen van de hydraulische belasting in het meerpeil gedomineerde merengebied. NB De onderstaande analyse is geen generalisatie van het gehele merengebied. De meetreeks Schellingwouderbrug heeft een lengte van 21 jaar (1998-2019). Het scenario van een val vanaf een frequente waterstand naar laagwater is beschouwd. Dit is het geval bij afwaaiing, scheefstand van de waterstand in het Markermeer bij een voor de locatie Schellingwouderbrug afluiddige (zuid-)westenstorm (Figuur 25). Het scenario val na hoogwater leidt tot significant lagere vallen (Figuur 24).



Figuur 24 Tijdsree van de waterstand inclusief de laagwaterpieken, Meetstation Schellingwouderbrug.



Figuur 25 Voorspelling (FEWS) van de scheefstand in het Markermeer tijdens de westenstorm van 18 januari 2018. Overgenomen uit "Donderdag 18 januari 2018 Stormflits IJsselmeergebied Noordwesterstorm 10 Bft Watermanagementcentrum Nederland".

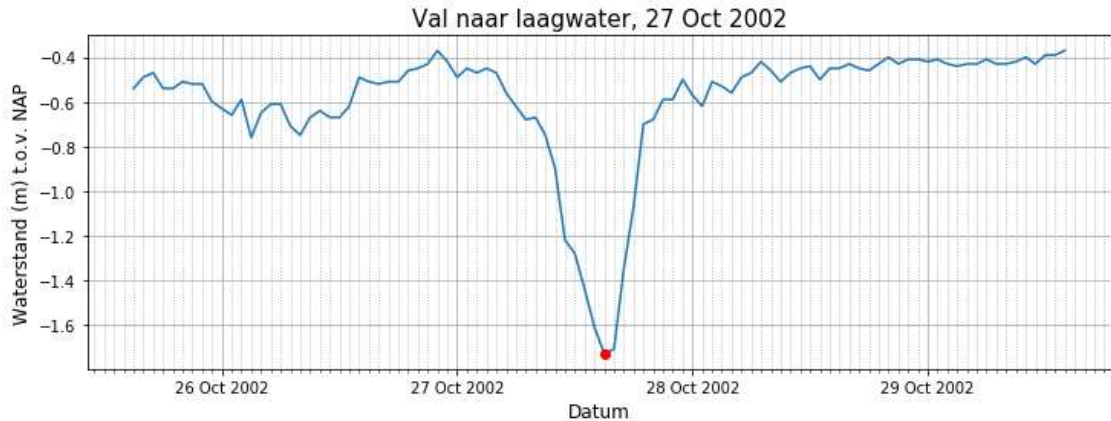
3.3.1 Laagwaterpieken Meetstation Schellingwouderbrug

In de meetreeks zijn 20 laagwaterpieken herkend, gemiddeld één per jaar. Een waterstand op een bepaald moment is gedefinieerd als een piek als de waterstand lager is dan 0.70 meter (dit is de waterstand bij de Schellingwouderbrug vanaf waar er volgens Rijkswaterstaat

29 april 2020, definitief

Waterinfo sprake is van een laagwater) en een prominentie (relatieve hoogte) heeft van minstens één meter.

De laagste waterstandspiek vond plaats op 27 oktober 2002 (Figuur 26). Tijdens een westenstorm, destijds de zwaarste sinds 1990, viel de waterstand in twaalf uur 1.3 meter. In IJmuiden werd, gemiddeld over 10-minuten, windkracht beaufort 11 (>100 km/h) gemeten.

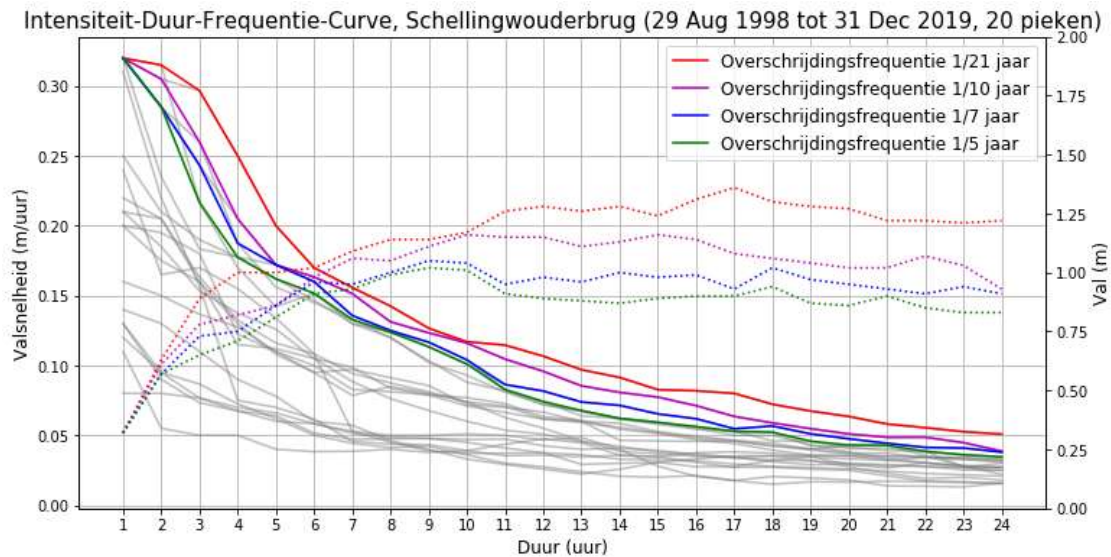


Figuur 26 De val van een frequente waterstand (het winterstreefpeil in het Markermeer is NAP-0.4 meter) naar laagwater.

3.3.2

Waterstandsvallen Meetstation Schellingwouderbrug

Van al de 20 pieken is de kwantificatie van de val (valsnelheden voorafgaand aan de laagwaterpiek) opgenomen in de *intensiteit-duur-frequentie-curve*, Figuur 27. De IDF-curve is afgeleid als omschreven in Paragraaf 3.1.1.



Figuur 27 De empirische Intensiteit-Duur-Frequentie-curves van de valsnelheid Meetstation Schellingwouderbrug, 1998 t/m 2019. De grijze lijnen zijn de intensiteit-duur-curves van alle 20 pieken. Met stippellijnen en schaal op de rechter as is de absolute val weergegeven.

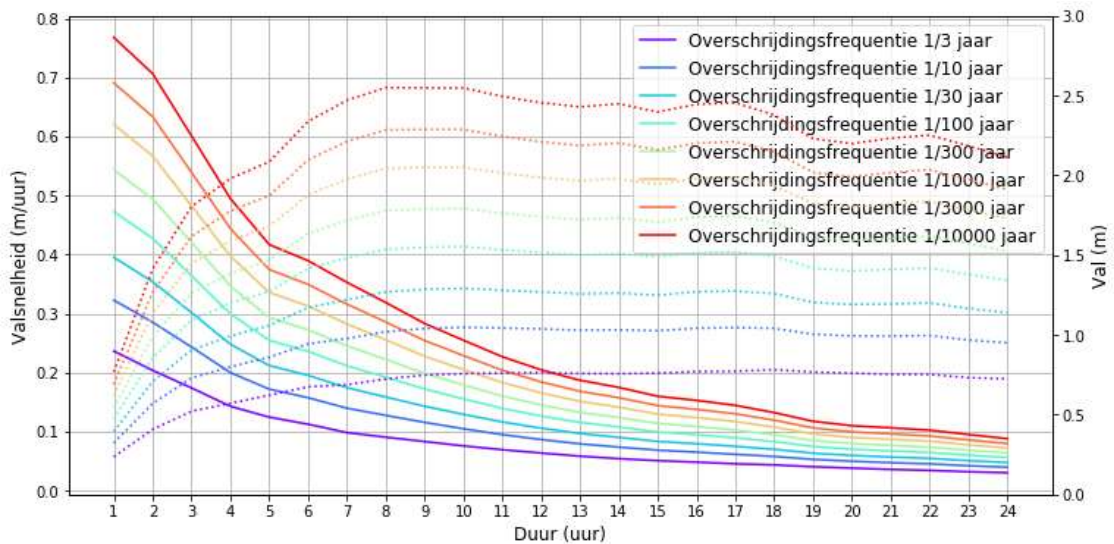
Uit de analyse van de valsnelheden volgt ten eerste dat een val van 0.32 meter in één uur (de maximale valsnelheid in één uur in de tijdserie) vijf maal is voorgekomen. Suggereert dit een

29 april 2020, definitief

praktische bovengrens van de valsnelheid? Ten tweede is te zien in Figuur 27 dat de val grofweg acht uur duurt (na acht uur loopt de stippelijijn met de absolute val nagenoeg horizontaal).

3.3.2.1 Parametrisatie intensiteit-duur-frequentie-curve Meetstation Schellingwouderbrug

De *intensiteit-duur-frequentie-curve* (Figuur 27) is geparametriseerd met een Gumbelverdeling, als gevisualiseerd in Figuur 11. De Gumbelverdelingen zijn gefit met de 'method of moments'. De 20 meest extreme valsnelheden (gemiddeld één per jaar) zijn meegenomen in de fit. De geëxtrapoleerde *intensiteit-duur-frequentie-curve* is weergegeven in Figuur 28.



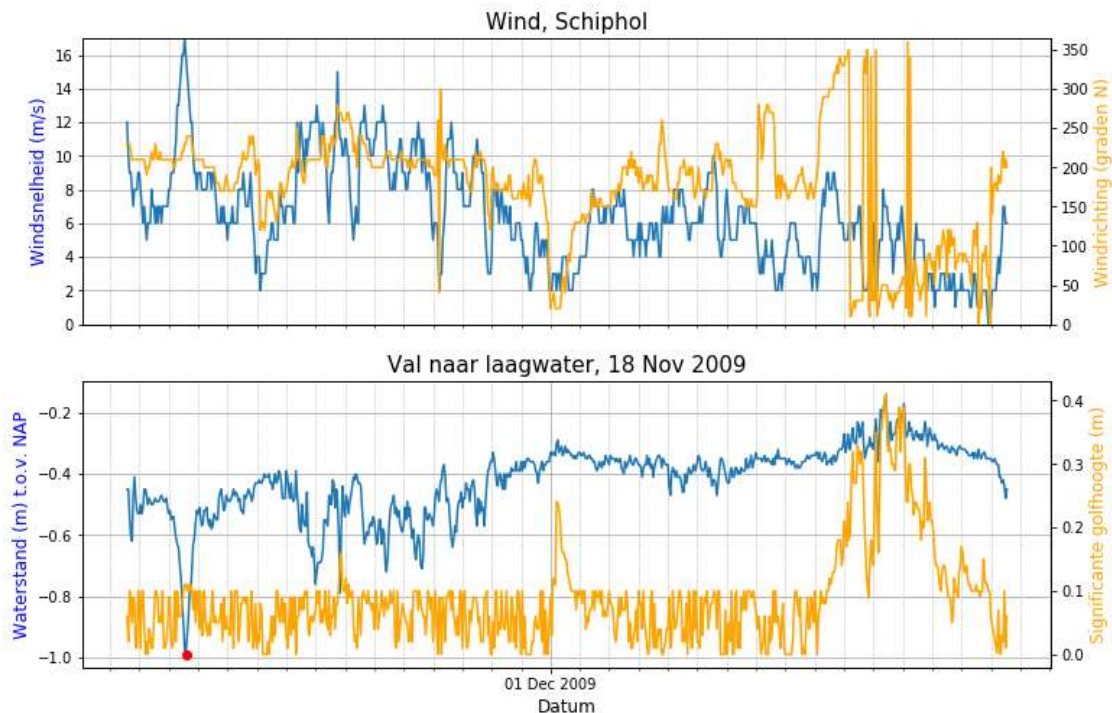
Figuur 28 De geparametriseerde Intensiteit-Duur-Frequentie-curves voor Meetstation Schellingwouderbrug. Gebaseerd op de meetreeks 1998 t/m 2019.

NB De gefitte verdeling heeft geen kennis van eventuele fysische grenzen aan de valsnelheid.

3.3.3 Tijd tot opeenvolgende belastinggebeurtenis Meetstation Schellingwouderbrug

Na afloop van de storm stijgt de waterstand binnen enkele (tientallen) uren weer terug naar de frequente waterstand. Gegeven dat de dijk niet helemaal is verdwenen, is dit niet de opeenvolgende belastinggebeurtenis. De opeenvolgende belastinggebeurtenis is de eerstvolgende hoogwaterpiek, met golven. Dit is voor locatie Schellingwouderbrug het geval bij een (noord-)oostenstorm (Figuur 29), eventueel met enige meerpeilverhoging door gestremde afvoer bij de Houtrib- of Afsluitdijk.

29 april 2020, definitief

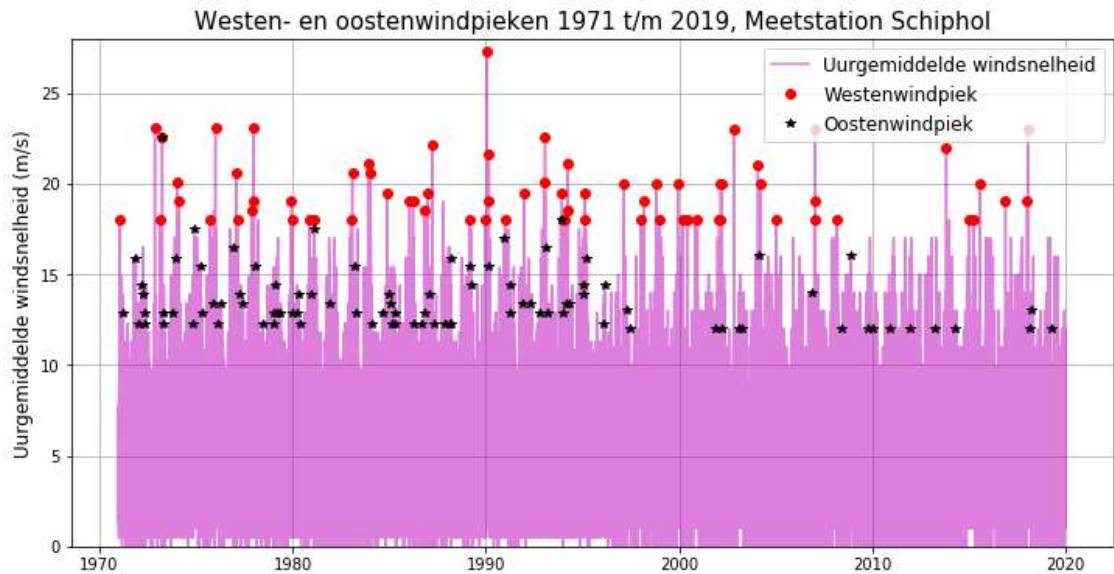


Figuur 29 De laagwaterpiek (onderste grafiek) van 18 november 2009 als gevolg van een zuidwestenstorm (bovenste grafiek). Half december volgde een beperkte hoogwaterpiek door matige noordenwind. In de onderste grafiek is ook de golfhoogte van het nabij de Schellingwouderbrug gelegen Meetstation IJmeer Meetpaal opgenomen. Hierin is tevens de golfbelasting als gevolg van de noordenwind te zien.

De tijd tussen een extreme val en een opeenvolgende belastinggebeurtenis (hoogwater en golven) is dus de tijd tussen een (zuid-)westenstorm en een (noord-)oostenstorm. Van de afgelopen 49 jaar zijn de (zuid-)westenstorm (maximale uurgemiddelde windsnelheid > 18 m/s en richting 210 tot 330°N, 71 pieken) en (noord-)oostenstormen (maximale uurgemiddelde windsnelheid > 12 m/s en richting -45 tot 135°N, 93 pieken) opgenomen in Figuur 30. Van de 22 westenstormen (als gedefinieerd in deze verkenning) na augustus 1998 komt 70% (15 pieken) overeen met één van de 20 laagwaterpieken uit Figuur 24. Er is geen exacte match aangezien meer parameters dan alleen de maximale uurgemiddelde windsnelheid van belang is (bijvoorbeeld de duur van de windbelasting en het verloop van de windrichting gedurende de storm).

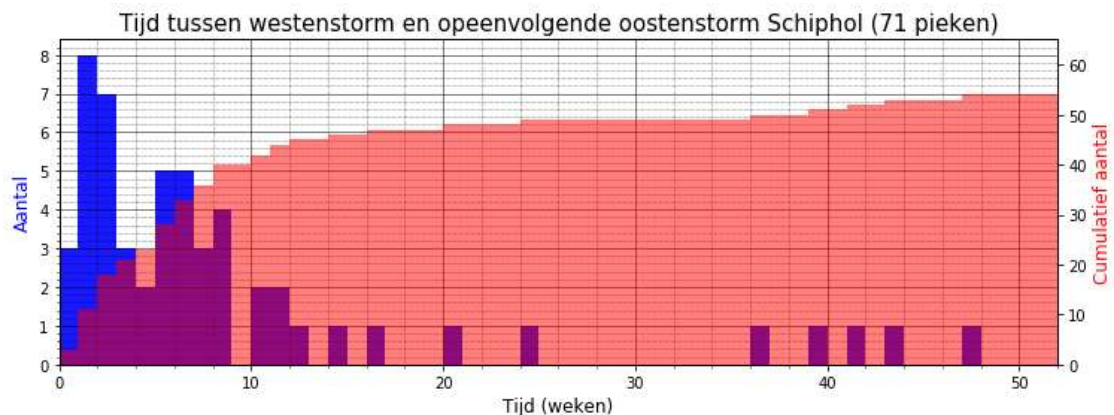
Er is tot deze piekdefinitie voor oosten en westenwind gekomen omdat dit ongeveer overeenkomt met één piek per jaar. Voor het vervolgmechanisme kan vervolgens de verdeling van de belasting met jaarkansen gebruikt worden.

29 april 2020, definitief



Figuur 30 Westen- en oostenwindpieken 1971 t/m 2019. Van de 22 westenwindpieken na augustus 1998 komt 70% (15 pieken) overeen met één van de 20 laagwaterpieken uit Figuur 20.

De tijden tussen een westenstorm en de opeenvolgende oostenstorm zijn opgenomen in een histogram, Figuur 31 en Tabel 4. In de histogram is te zien dat één derde van de westenstormen binnen een maand wordt opgevolgd door een oostenstorm en één ander derde pas in het volgende stormseizoen (na meer dan een half jaar, 26 weken) wordt opgevolgd door een oostenstorm.



Figuur 31 Histogram van de tijd tussen een westenstorm (maximale uurgemiddelde windsnelheid > 18 m/s en richting 210 tot 330°N) en een oostenstorm (maximale uurgemiddelde windsnelheid > 12 m/s en richting -45 tot 135°N). Elke bin, balk in de grafiek, is één week.

Tabel 4 Tijd tussen een westenstorm (maximale uurgemiddelde windsnelheid > 18 m/s en richting 210 tot 330°N) en een oostenstorm (maximale uurgemiddelde windsnelheid > 12 m/s en richting -45 tot 135°N). Meetstation Schiphol.

Tijd tussen westen- en oostenstorm (weken)	Aantal	Percentage
0 tot 1	3	4.2%
1 tot 4	18	25.4%
4 tot 8	15	21.1%

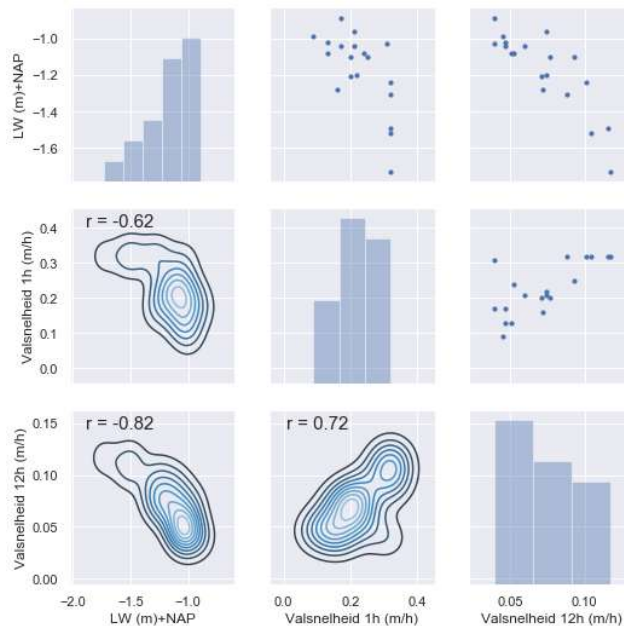
29 april 2020, definitief

Tijd tussen westen- en oostenstorm (weken)	Aantal	Percentage
4 tot 26	13	18.3%
26 tot 52	5	7.0%
meer dan 52	17	24.0%

In het voorbeeld van Paragraaf 7.2.1 is geïllustreerd hoe het bovenstaande wordt gebruikt om de kans op een belastinggebeurtenis voor herstel te bepalen. De kans op een opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel wordt meegenomen in het faalpad.

3.3.4 Correlaties Meetstation Schellingwouderbrug

De correlaties tussen: 1) de hoogte van de laagwaterpiek, 2) de één- en 3) twaalf-uurs gemiddelde valsnelheid is opgenomen in Figuur 32.



Figuur 32 Correlatieplot. De correlatiecoëfficiënt, r , gegeven in de plot is de Spearman rangcorrelatiecoëfficiënt, deze varieert tussen de -1 en de 1 (van negatief tot positief gecorreleerd). Een correlatiecoëfficiënt van 0 betekent geen correlatie.

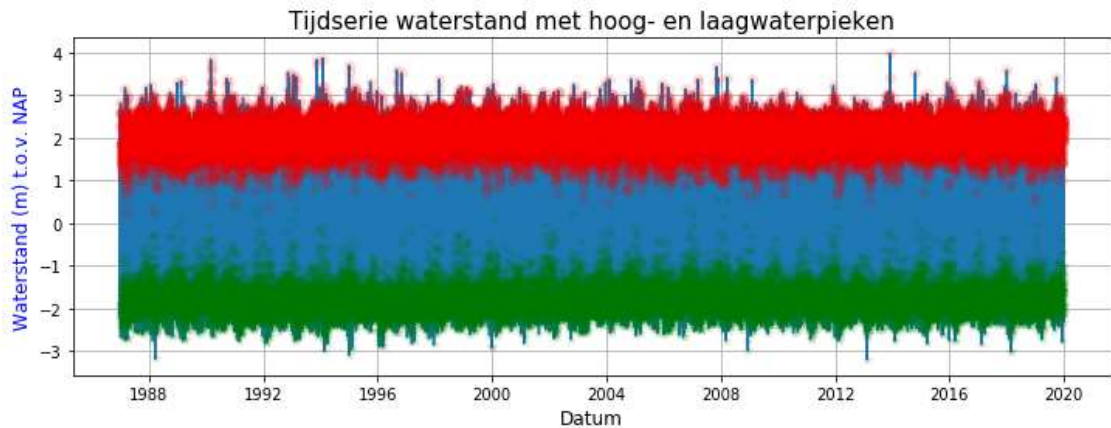
Uit de correlaties volgt dat er voor Meetstation Schellingwouderbrug een sterke correlatie is tussen de hoogte van de laagwaterpiek, de één-uurs en twaalf-uurs valsnelheid. Dit is niet tegen de verwachting aangezien de beginwaterstand in alle gevallen ongeveer gelijk is aan het streefpeil van het Markermeer. De hoogte van de laagwaterpiek en de valsnelheid kunnen dus, enigszins conservatief, als afhankelijke stochasten worden meegenomen in de bepaling van de kans op een buitenwaartse afschuiving. De val en laagwaterstand worden in de case, Hoofdstuk 9.4, als afhankelijk meegenomen.

3.4 Kustgebied (Meetstation Vlissingen)

De waterstandsmetingen van het Rijkswaterstaatsmeetstation Vlissingen zijn geanalyseerd om een beeld te krijgen van de hydraulische belasting in het kustgebied. NB De onderstaande analyse is geen generalisatie van het gehele kustgebied. De meetreeks Vlissingen heeft een lengte van 33 jaar (1987-2019) met een meetinterval van 10 minuten.

29 april 2020, definitief

De gehele meetreeks begint in de negentiende eeuw en heeft eerst een meetinterval van één dag, later drie uur en vanaf 1971 één uur. Vanaf 2000 is ook de tijdserie van het astronomische getij beschikbaar. Het scenario van een val vanaf een hoogwater naar een laagwater is beschouwd.

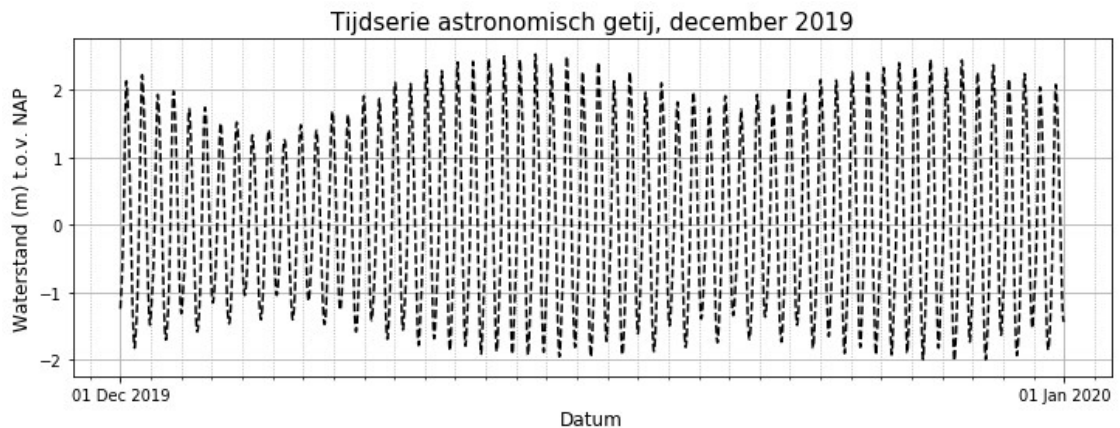


Figuur 33 Tijdsreeks van de waterstand inclusief de hoog- (rood) en laagwaters (groen), Meetstation Vlissingen.

NB Er is niet gecorrigeerd voor zeespiegelstijging.

3.4.1 Hoog- en laagwaterpieken Meetstation Vlissingen

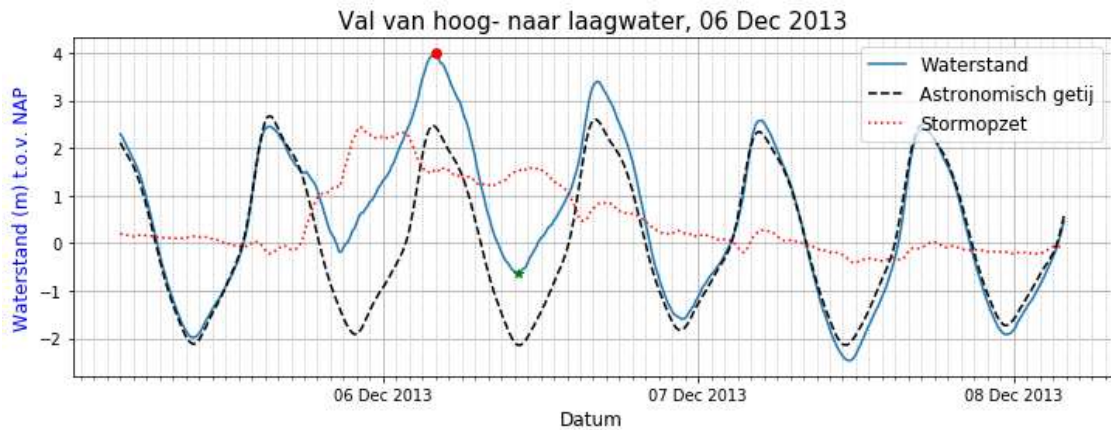
De totale waterhoogte is een sommatie van het astronomisch getij en windopzet/-afwaaiing. Het astronomisch getij heeft een halfmaandelijkse cyclus met springtij tot doortij en terug (Figuur 34). Tijdens springtij is het verschil tussen de hoog- en laagwaterpiek het grootst.



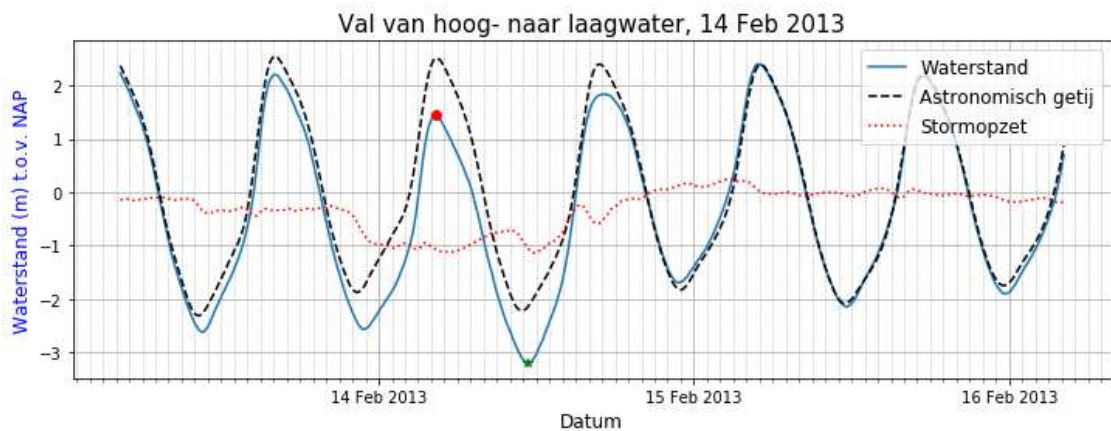
Figuur 34 Astronomisch getij december 2019.

In de meetreeks zijn 23290 hoog- en laagwaterpieken herkend, gemiddeld twee per dag. Elk hoog- en laagwater is in deze als piek gedefinieerd. De hoogste hoogwater- en laagste laagwaterpiek zijn opgenomen in Figuur 35 en Figuur 36.

29 april 2020, definitief



Figuur 35 Hoogste waterstand, stormopzet tijdens springtij.



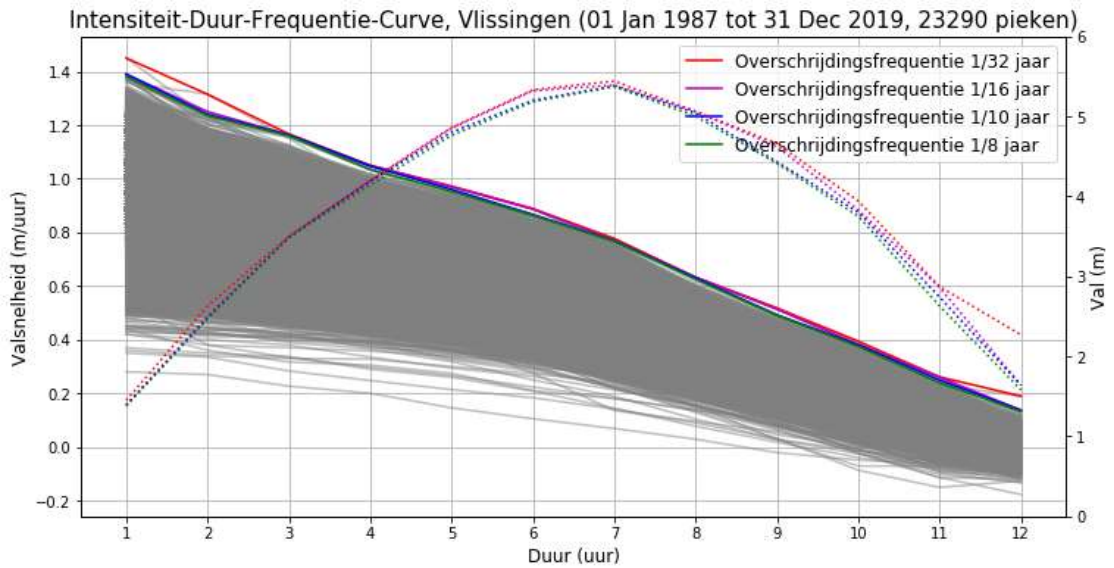
Figuur 36 Laagste waterstand, afwaaiing ('negatieve stormopzet') tijdens springtij.

3.4.2

Waterstandsvallen Meetstation Vlissingen

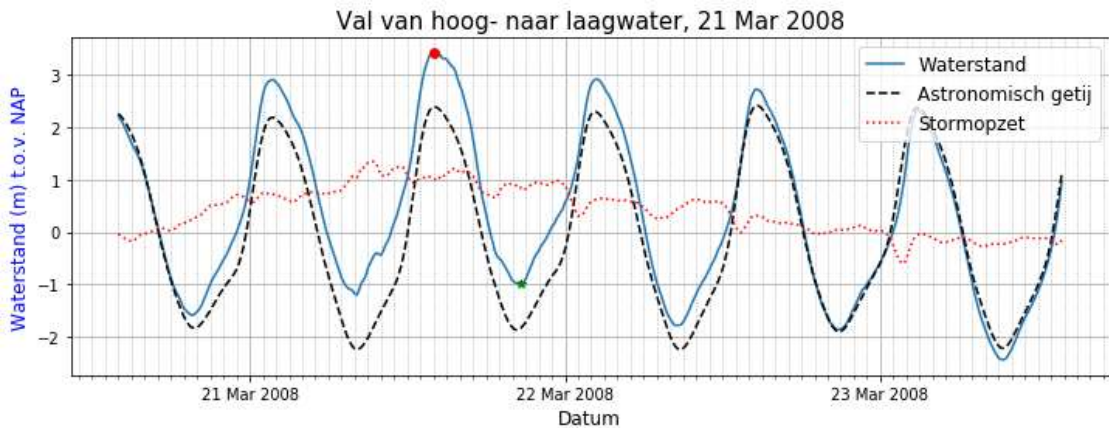
Van 23289 pieken (minus één piek met meetfouten) is de kwantificatie van de val opgenomen in de *intensiteit-duur-frequentie-curve*, Figuur 14. De IDF-curve is afgeleid als omschreven in Paragraaf 3.1.1. Door de grote invloed van het voorspelbare getij is de duur van de val nagenoeg identiek voor alle vallen.

29 april 2020, definitief



Figuur 37 De empirische Intensiteit-Duur-Frequentie-Curve van de valsnelheid Meetstation Vliissingen, 1987 t/m 2019.

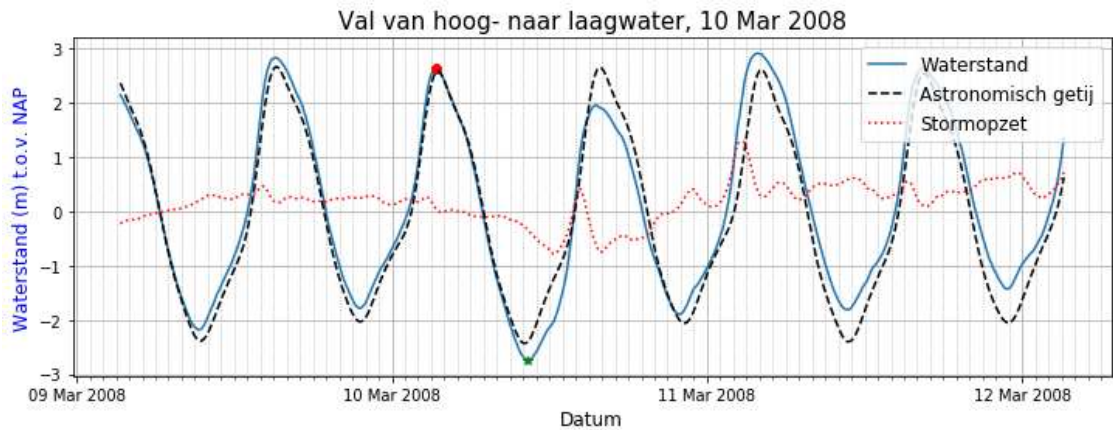
De grootste waterstandsval binnen één uur heeft plaatsgevonden op 21 maart 2008 (Figuur 38). Er was sprake van een beperkte stormopzet van ruim één meter. Tijdens de maximale valsnelheid van het astronomisch getij nam de stormopzet even af. De timing tussen deze afname van de stormopzet en de val van het astronomisch getij was ideaal voor een snelle val.



Figuur 38 Grootste val in één uur. Korte afname van de wind tijdens de maximale valsnelheid van het astronomisch getij.

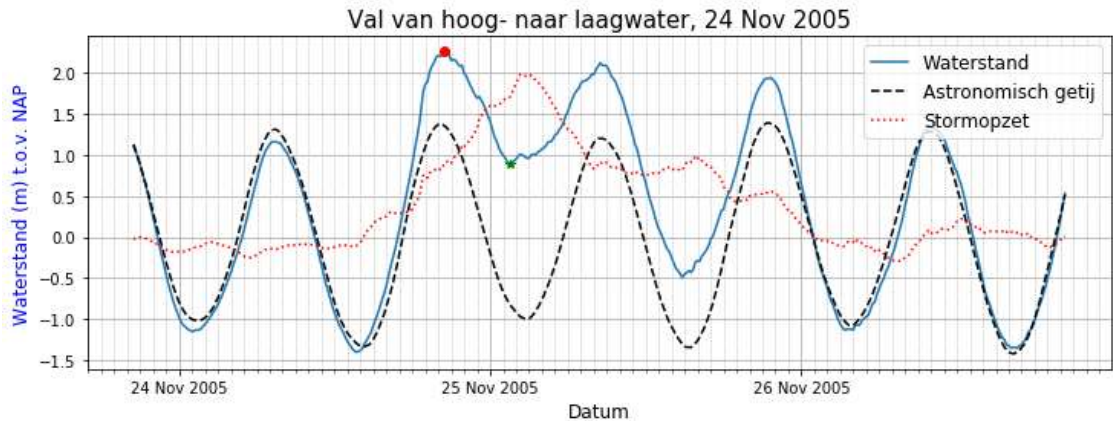
De grootste waterstandsval in zeven uur heeft eerder in dezelfde maand plaatsgevonden op 10 maart 2008 (Figuur 39). Er was sprake van een relatief extreem springtij. Tijdens de val van het astronomisch getij nam de afwaaiing toe. Indien de timing tussen deze toename van de afwaaiing en de val van het astronomisch getij twee uur was verschoven, dan was de val nog groter geweest.

29 april 2020, definitief



Figuur 39 Grootste val in zeven uur. Een springtij met toenemende afwaaïng tijdens de val van hoog- naar laagwater.

De kleinste val in zeven uur, sinds de astronomische getijreeks beschikbaar is (in het jaar 2000), heeft plaatsgevonden op 24 november 2005 (Figuur 40). Er was sprake van doodtij. Tijdens de val van het astronomisch getij nam de stormopzet sterk toe.

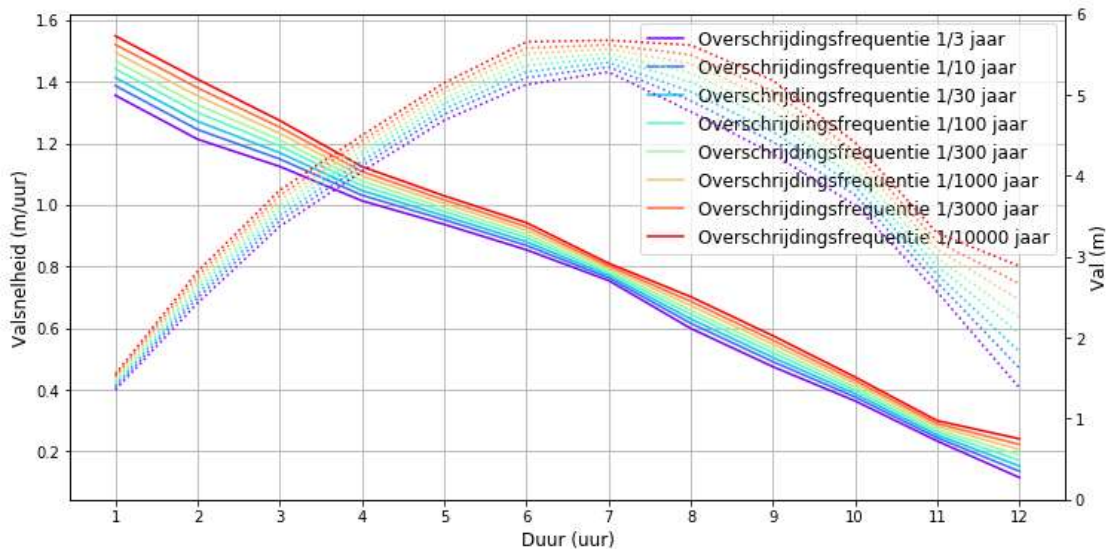


Figuur 40 Kleinste val in zeven uur, sinds 2000. Doodtij met toenemende stormopzet tijdens de val van hoog- naar laagwater.

3.4.2.1 Parametrisatie intensiteit-duur-frequentie-curve Meetstation Vlissingen

De *intensiteit-duur-frequentie-curve* (Figuur 27) is geparametriseerd met een Gumbelverdeling, als gevisualiseerd in Figuur 11. De Gumbelverdelingen zijn gefit met de 'method of moments'. De 32 meest extreme valsnelheden (gemiddeld één per jaar) zijn meegenomen in de fit. De geëxtrapoleerde *intensiteit-duur-frequentie-curve* is weergegeven in Figuur 28. De verschillen in valsnelheid en val zijn relatief beperkt tussen de verschillende overschrijdingsfrequenties, voornamelijk omdat het getij dominant hierin is.

29 april 2020, definitief



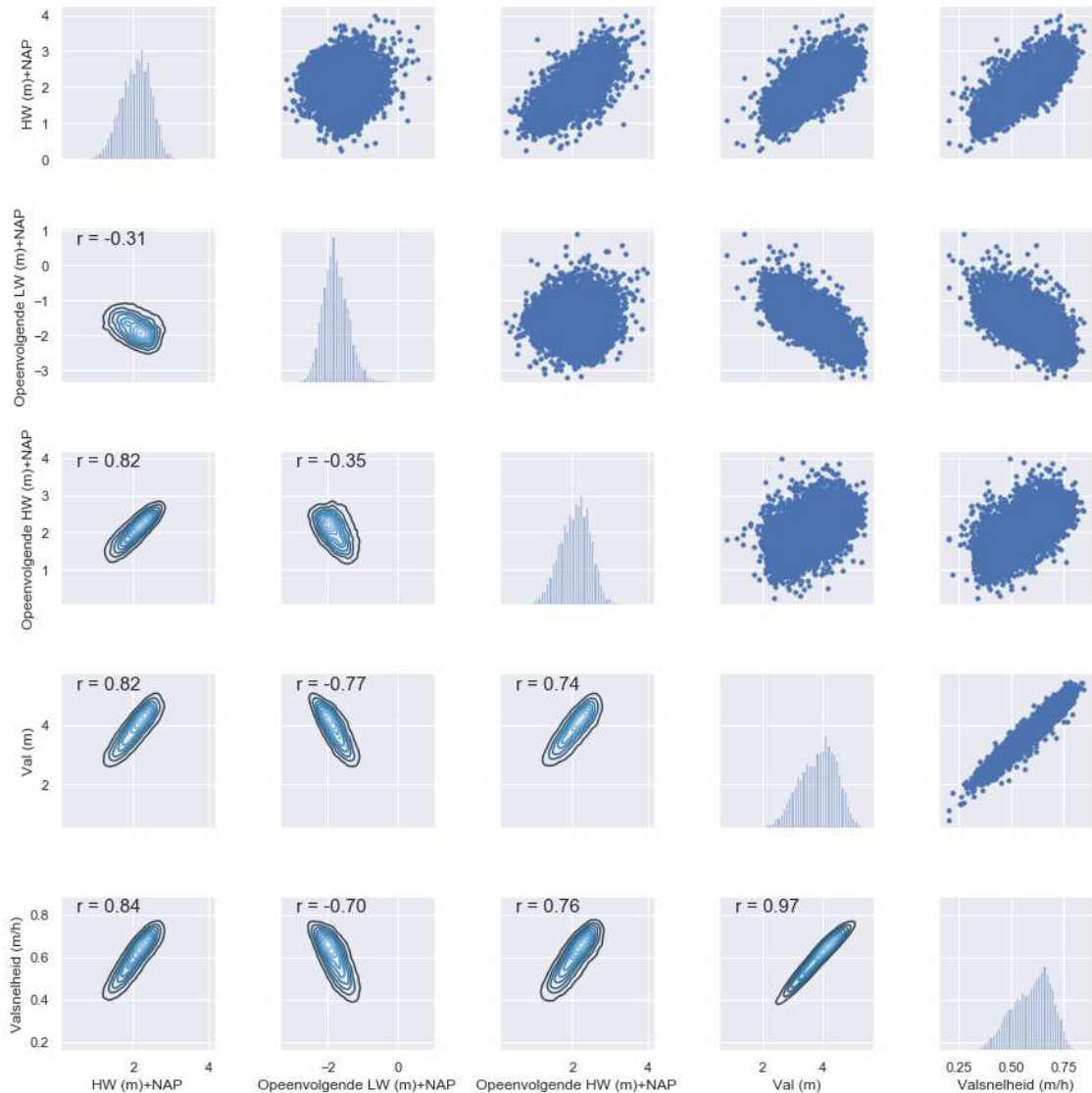
Figuur 41 De geparametriseerde Intensiteit-Duur-Frequentie-curves voor Meestation Vlissingen. Gebaseerd op de meetreeks 1987 t/m 2019.

NB In deze paragraaf is de statistiek van het totale waterstand beschouwd. Voor relatief korte tijdreeksen kan wellicht een accurater resultaat worden behaald wanneer de statistiek van stormopzet wordt beschouwd (waterstand minus astronomisch getij). Gecombineerd met het astronomisch getij, rekening houdend met de timing tussen de stormopzet en de getijgolf (is de piek van de stormopzet tijdens hoogwater of laagwater bij springtij of doortij), wordt vervolgens de val van de waterstand verkregen.

3.4.3 Tijd tot opeenvolgende belastinggebeurtenis Meestation Vlissingen
 Grofweg vijf uur na de val volgt het opeenvolgende hoogwater. Indien de val samengaat met een stormopzet is de kans relatief groot dat de storm(opzet), met bijbehorende golven, tijdens het opeenvolgend hoogwater nog aanwezig is (Figuur 38). Indien de val gerelateerd is aan bijvoorbeeld afwaaiing, is dit niet het geval (Figuur 39). In dit rapport wordt conservatief uitgegaan van een tijd tot de opeenvolgende belastinggebeurtenis van vijf uur. Indien noodzakelijk is hier ruimte voor optimalisatie, zie aanbevelingen (Hoofdstuk 10).

3.4.4 Correlaties Meestation Vlissingen
 De correlaties tussen: 1) de hoogte van de hoogwaterpiek, 2) de hoogte van de opeenvolgende laagwaterpiek, 3) de hoogte van de opeenvolgende hoogwaterpiek, 4) de totale val en 5) de valsnelheid is opgenomen in Figuur 42.

29 april 2020, definitief



Figuur 42 Correlatieplot. De correlatiecoëfficiënt, r , gegeven in de plot is de Spearman rangcorrelatiecoëfficiënt, deze varieert tussen de -1 en de 1 (van negatief tot positief gecorreleerd). Een correlatiecoëfficiënt van 0 betekent geen correlatie.

Uit de correlaties volgt dat er voor Meetstation Vlissingen een sterkte correlatie is tussen de hoogte van de hoogwaterpiek, de hoogte van de opeenvolgende hoogwaterpiek, de val en valsnelheid. De hoogte van de hoogwaterpiek en de valsnelheid kunnen dus, enigszins conservatief, als volledig afhankelijke stochasten worden meegenomen in de bepaling van de kans op een buitenwaartse afschuiving. De piekwaterstand en val worden in de case, Hoofdstuk 9.5, als afhankelijk meegenomen.

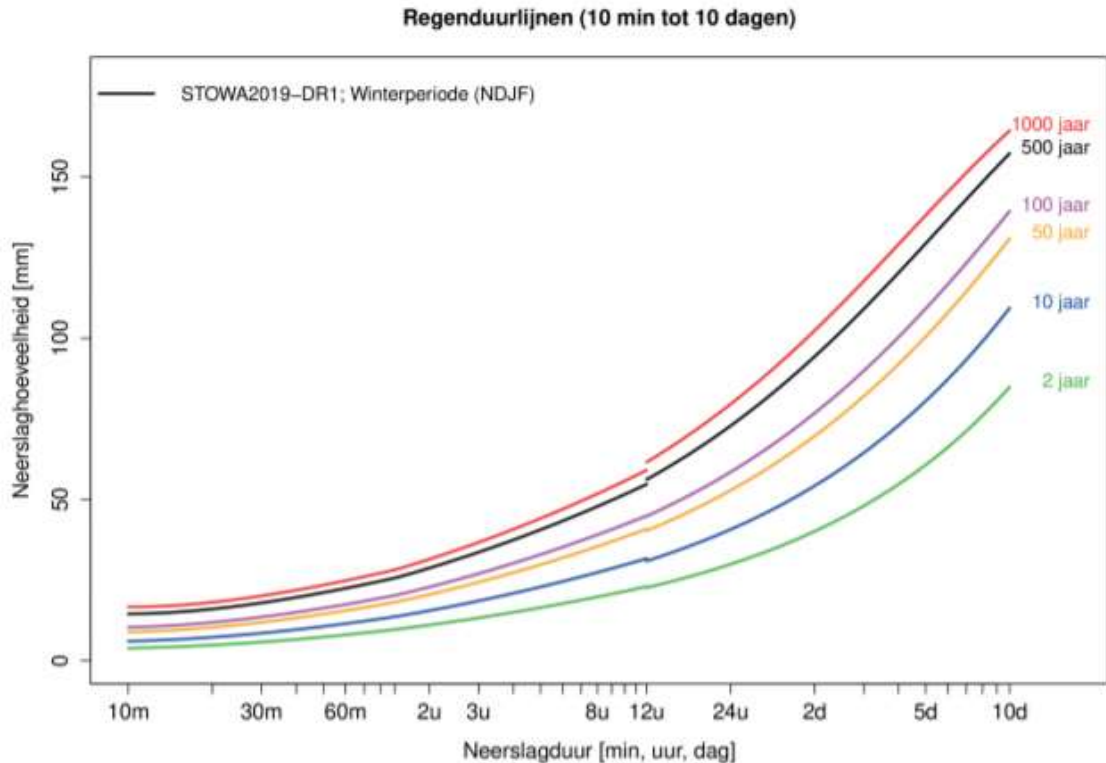
4 Neerslag

1.1 Neerslagstatistiek

Neerslag wordt in de huidige stabiliteitsberekeningen vaak impliciet meegenomen, door conservatieve keuzes in de schematisatie van de freatische lijn. Het expliciet beschouwen van het effect van neerslag is essentieel voor het scenario van een buitenwaartse afschuiving door extreme neerslag, maar kan ook belangrijk zijn voor de scenario's val na hoogwater en val naar laagwater. Het tweede is voornamelijk het geval indien er een sterke correlatie bestaat tussen neerslag en de val. Het betreft niet (slechts) de neerslag tijdens de val maar voornamelijk de neerslag voorafgaand aan de val. Deze is bepalend voor de initiële freatische lijn.

In dit rapport is geen kwantitatieve beschouwing van de neerslagstatistiek opgenomen, hiervoor kan een recent rapport van de Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA) worden geraadpleegd (STOWA, 2019).

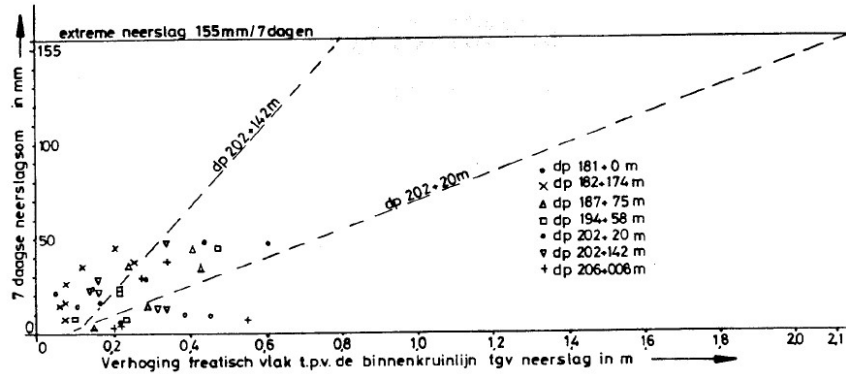
Overeenkomstig met de resultaten voor de buitenwaterstand (Hoofdstuk 3) is in Figuur 43 de *intensiteit-duur-frequentie-curve* voor neerslag opgenomen. Deze 'regenduurlijnen' zijn voor het winterseizoen (november t/m februari) afgeleid (STOWA, 2019).



Figuur 43 Regenduurlijnen voor het winterseizoen. Overgenomen uit (STOWA, 2019).

In het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004) wordt een verband gelegd tussen de toename van de freatische lijn en de 7-daagse neerslag (Figuur 44).

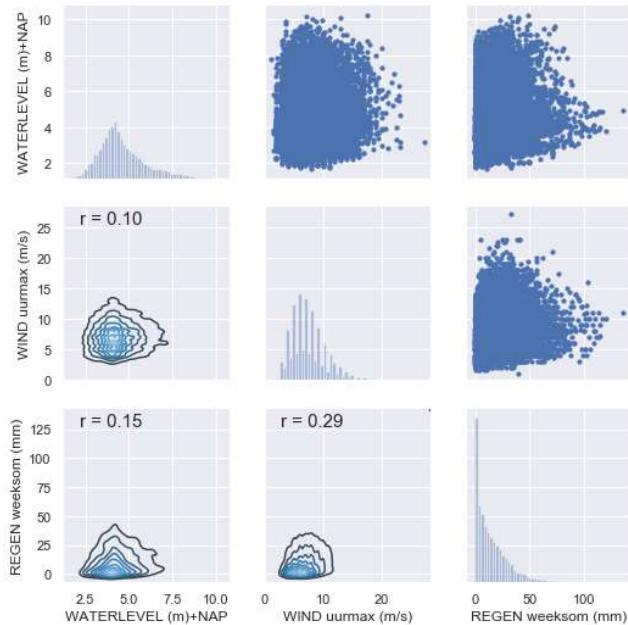
29 april 2020, definitief



Figuur 44 Verband tussen freatische lijn en 7-daagse cumulatieve neerslag. Overgenomen uit TAW (2004).

4.1 Correlatie met hoge afvoer en storm

In deze paragraaf is een eerste inschatting gemaakt van de correlatie tussen regenval, windsnelheid en rivierwaterstand. Hiervoor is de rivierwaterstand van Meetstation Tiel Waal gebruikt en de dagelijkse regen en windgegevens van Meetstation Schiphol. In Figuur 45 is de correlatie tussen de dagelijkse waarden van rivierwaterstand, wind en regen (som van de voorgaande week) gegeven (1971 t/m 2019).



Figuur 45 Correlatie tussen de dagelijkse waarden van waterstand, wind en regen (1971-2019). De correlatiecoëfficiënt, r , gegeven in de plot is de Spearman rangcorrelatiecoëfficiënt, deze varieert tussen de -1 en de 1 (van negatief tot positief gecorreleerd). Een correlatiecoëfficiënt van 0 betekent geen correlatie.

Er is tussen alle parameters in Figuur 45 een (licht) positieve correlatie. De waterstand correleert het minst met de overige parameters. De correlaties tussen de dagwaarden zijn echter niet erg nuttig omdat de correlatie tussen de parameters kan (deels) veroorzaakt worden door seizoensgebonden effecten of omdat bijvoorbeeld lage windsnelheden goed correleren met weinig neerslag.

29 april 2020, definitief

Om te beschouwen of we bij een hogere waterstandspiek meer wind en neerslag verwachten dan bij een lagere waterstandspiek is de correlatie tussen de waterstand van de waterstandspieken en de wind en (week som van) de neerslag bepaald. Hetzelfde is gedaan voor wind- en regenpieken. Het resultaat is opgenomen in Tabel 5. Uit de resultaten volgt dat er weinig (soms zelfs een negatieve) correlatie is tussen de pieken en de bijbehorende parameters. Bij een hogere waterstandspiek verwachten we dus nauwelijks meer neerslag dan bij een lagere waterstandspiek. Er hoeft dus geen correlatie tussen de neerslag, stormopzet, afwaaiing en hoogwater meegenomen te worden.

Tabel 5 Correlatie tussen waterstand/wind/regenpieken en bijbehorend waterstand/wind/regen. De correlatiecoëfficiënt, r , gegeven in de tabel is de Spearman rangcorrelatiecoëfficiënt, deze varieert tussen de -1 en de 1 (van negatief tot positief gecorreleerd). Een correlatiecoëfficiënt van 0 betekent geen correlatie.

	Waterstand	Wind	Regen
Waterstandspieken (128 pieken)	1.00	0.15	0.02
Windpieken (78 pieken)	-0.10	1.00	-0.10
Regenpieken (94 pieken)	-0.14	0.08	1.00

5 Waterspanningen

De hydraulische randvoorwaarden en neerslag moeten voor gebruik in de stabiliteitsanalyse vertaald worden naar waterspanningen in de dijk. In dit hoofdstuk is een beknopte kwalitatieve en kwantitatieve beschouwing opgenomen.

5.1 Kwalitatief

De waterspanningen in de dijk zijn afhankelijk van de in- en uitstroming van water in/uit de dijk en het bergend vermogen van de dijk.

Water kan instromen door een hoge buitenwaterstand, infiltratie door golfoverslag, neerslag, toestromend water vanuit de ondergrond. Water kan uitstromen richting het lager gelegen achterland binnenwaarts, buitenwaarts uitstromen door een lage buitenwaterstand, uitstromen richting de ondergrond of zelfs verdampen.

De weerstand tegen instromen en uitstromen is afhankelijk van de eigenschappen van de dijk, voornamelijk de doorlatendheid van de grond. Onderscheid kan gemaakt worden tussen de matrix doorlatendheid van intacte grond en doorlatendheid door bodemstructuren. De matrix doorlatendheid is een functie van de verzadigingsgraad, hoe hoger de verzadigingsgraad hoe groter de doorlatendheid. Een hoge doorlatendheid betekent dat het water makkelijk de dijk in, maar ook makkelijk de dijk uit kan stromen. Een lage doorlatendheid betekent het tegenovergestelde. Voor de buitenwaartse stabiliteit is het ongunstigste scenario dat het water makkelijk de dijk binnen kan stromen, maar moeilijk de dijk uit kan stromen. Ofwel, dat de doorlatendheid gedurende de hoogwaterpiek afneemt. In de literatuur zijn tegenstrijdige theorieën over de toe- of afname van de doorlatendheid. Aan de ene kant neemt de verzadigingsgraad toe, dus de matrixdoorlatendheid ook. Aan de andere kant kan de doorlatendheid door bodemstructuren afnemen door het dichtdrukken van scheuren door zwelprocessen.

Het bergend vermogen is onder andere afhankelijk van het poriëngehalte en de initiële verzadigingsgraad.

Deze paragraaf is gebaseerd op de een uitgebreide kwalitatieve beschouwing van de freatische waterspanningen (Rosenbrand, 2020), als opgenomen in Bijlage B.

5.2 Kwantitatief

Gegeven de doorlatendheid van de dijk en de randvoorwaarden in de tijd kunnen de waterspanningen in de dijk numeriek worden berekend, met bijvoorbeeld D-Geo flow. Hiervoor dienen aannamen gemaakt te worden voor de porositeit en de samendrukbaarheid van het korrelskelet en van water. De theoretische achtergrond van de grondwaterstromingsberekeningen is te vinden in Hoofdstuk 7.2.1 van de handleiding van D-Geo Flow (Deltares, 2018). Onderstaande wordt een voorbeeld besproken op basis van gelijke in- en uitstroombdoorlatendheid. Deze, en andere eigenschappen kunnen ook worden gevarieerd in D-Geo Flow.

Het verloop van de freatische lijn in de tijd is invoer voor de geotechnische berekeningen, zie Paragraaf 6.1.

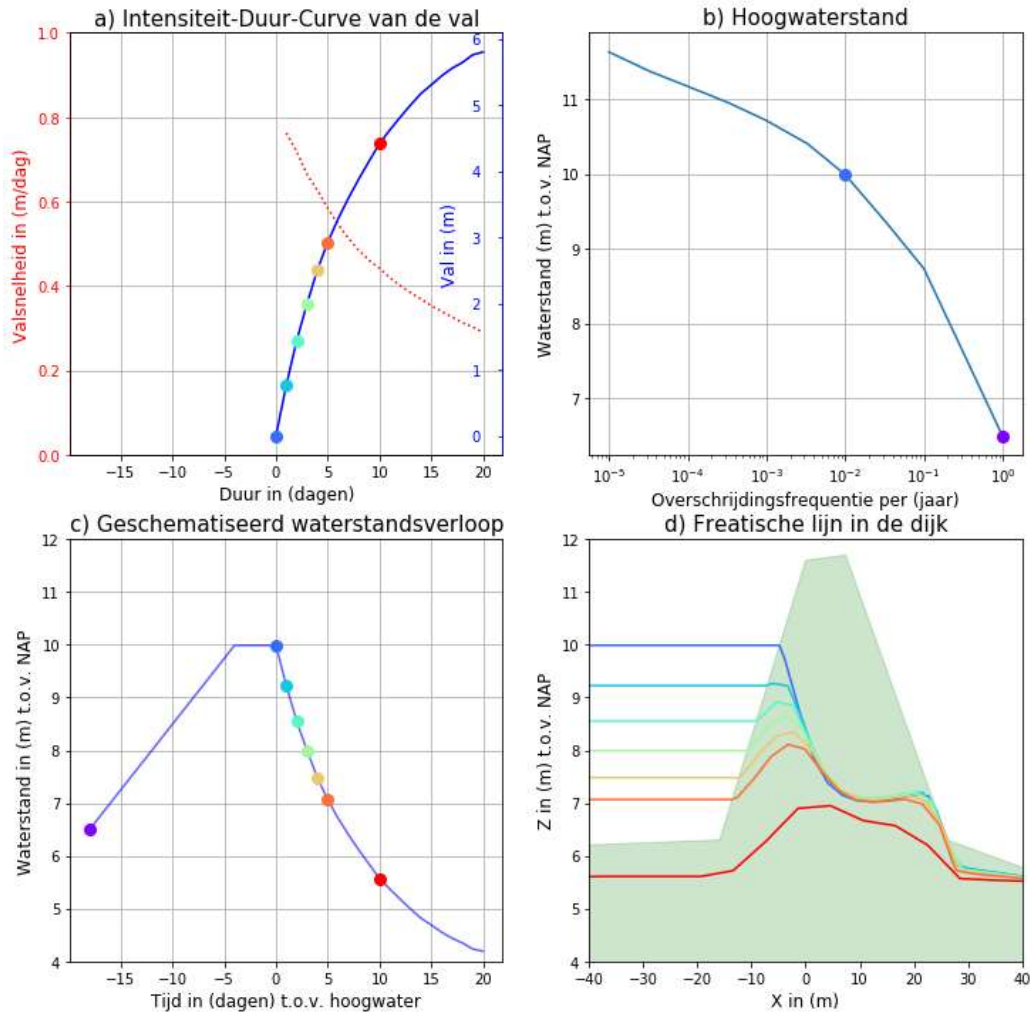
29 april 2020, definitief

5.2.1 Voorbeeld waterspanningsberekeningen

Onderstaan voorbeeld dient ter illustratie. Een dijk nabij Tiel met een doorlatendheid van 0.1 meter/dag (identiek tijdens in- en uitstromen) wordt belast door een waterstand die eens in de 100 jaar wordt overschreden (Figuur 46b): NAP+10 meter. Na de hoogwaterpiek valt de waterstand volgens de intensiteit-duur-frequentie-curve die eens in de 300 jaar wordt overschreden (Figuur 46a). Neerslag is niet beschouwd. Daarentegen is de aanloop naar de piek van het hoogwater conservatief geschematiseerd (Figuur 46c). Voor deze situatie is de resulterende freatische lijn met D-Geo flow berekend. Voor de verschillende tijdstippen is de freatische lijn gegeven in Figuur 46d.

Deze freatische lijnen worden gebruikt om de betrouwbaarheid in de tijd te berekenen conditioneel op de 1/100 jaar waterstand en 1/300 jaar val (Paragraaf 6.1.2). Dit zijn de waterspanningen behorende bij één punt, een zogenaamde conditionele betrouwbaarheid, in de fragility curve (Paragraaf 6.2.2). Voor elk punt in de fragility curve moeten dus de waterspanningen worden afgeleid als in dit voorbeeld (dus met de eens in de 10 jaar waterstand en de eens in de 300 jaar val, met de eens in de 1 000 jaar waterstand en de eens in de 3 000 jaar val etc.).

29 april 2020, definitief



Figuur 46 Freatische lijn bepaald op basis van de 1/100 jaar waterstand (b) en de 1/300 jaar val na hoogwater (a). Het geschematiseerde waterstandsverloop is gegeven in (c). Voor de aanloop naar hoogwater is gekozen om de freatische lijn vanaf NAP+6.5 m stationair aan te nemen om vervolgens tijdsafhankelijk aan te passen aan de toenemende waterstand. De waterstand neemt in 14 dagen toe naar de 4 dagen durende piek. De freatische lijn gedurende de val is gegeven in (d). De doortendheid van het dijksmateriaal en de deklaag is 0.1 m/dag.

6 Buitenwaartse afschuiving

In dit hoofdstuk is kort omschreven hoe een probabilistische berekening voor macrostabiliteit buitenwaarts uitgevoerd kan worden. In de aanpak worden eerst de conditionele kansen op falen, gegeven de belasting berekend (Paragraaf 6.1), gebruik makend van de bepaalde waterspanningen zoals beschreven in Hoofdstuk 5. De kansen worden vervolgens met de kansverdeling van de belasting geïntegreerd tot de totale faalkans (Paragraaf 6.2). In Paragraaf 6.1.2 en 6.2.2 is een voorbeeldberekening opgenomen en in Hoofdstuk 9 zijn voor verschillende cases de resultaten van de probabilistische berekeningen gepresenteerd. Voor zover bij de auteurs bekend zijn dit de eerste probabilistische berekening voor het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts.

Na de aanpak met voorbeelden is in Paragraaf 6.3 de mate van afschuiving beschouwd. Voor de vervolgmecanismen tijdens het opeenvolgend hoogwater is dit van belang. In Paragraaf 6.4 is ten slotte aangegeven hoe de resultaten van de probabilistische berekeningen gebruikt kunnen worden om de kans op meerdere afschuivingen in één traject te schatten.

NB De beschouwing van de keuze voor een gedraineerd of ongedraineerd materiaalmodel met eventueel een minimale sterkte in de toplaag is geen onderdeel van deze verkenning, zie aanbevelingen (Hoofdstuk 10). In deze verkenning is voor het dijksmateriaal gedraineerd gerekend.

6.1 Bepaling conditionele kans op een instabiliteit

6.1.1 Aanpak

Zonder model- en kennisonzekerheden over de sterkte van en doorlatendheden in de ondergrond, kennis onzekerheden, zouden we gegeven de (hydraulische) randvoorwaarden, intrinsieke onzekerheden, exact kunnen uitrekenen of en welke afschuiving plaatsvindt. De stabiliteit kan numeriek met de eindige elementen methode (EEM) of met een glijvlakmodel worden berekend.

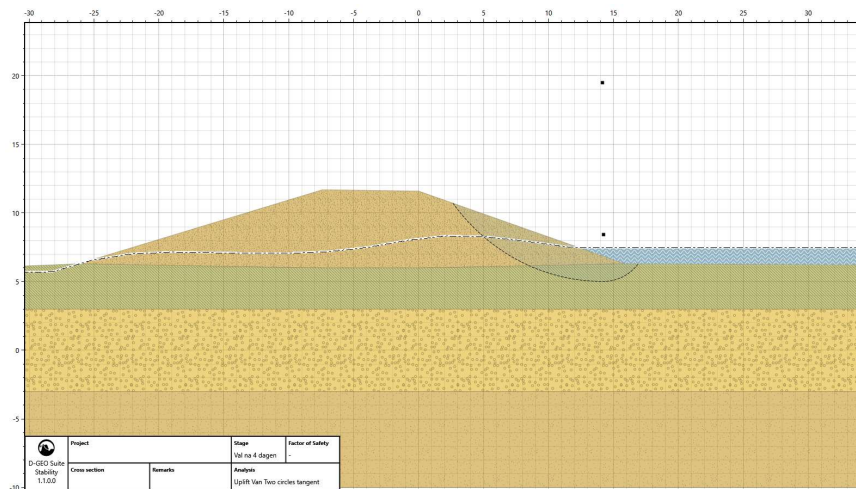
Echter, de sterkte is onzeker door kennis- en modelonzekerheden als gevolg van bijvoorbeeld ruimtelijke variabiliteit en een beperkt aantal metingen. Het gevolg hiervan is dat de stabiliteit enkel berekend kan worden als een kans dat de waterkering bij bepaalde randvoorwaarden wel of niet faalt. Voor binnenwaarts macrostabiliteit wordt deze conditionele kans op een afschuiving bij een bepaalde belasting, ook wel fragility punt genoemd, reeds veelvuldig bepaald volgens de actuele sterkte methodiek (Kanning, 2016 & Schweckendiek, 2017). Door dit voor verschillende belastingen met verschillende kansen van voorkomen te herhalen en te integreren over de kansverdelingsfunctie van de belasting, wordt uiteindelijk de totale, jaarlijkse, faalkans bepaald. De aanpak voor buitenwaartse macrostabiliteit is in essentie niet anders. Een uitgebreide theoretische achtergrond is opgenomen in Hoofdstuk 2 van Schweckendiek (2017).

6.1.2 Voorbeeld conditionele stabiliteitsberekening

Onderstaand voorbeeld dient ter illustratie. Voor de dijk nabij Tiel en de situatie waarvoor de waterspanningen zijn berekend in het voorbeeld van Paragraaf 5.2.1 is de kans op een instabiliteit berekend. Het betreft hier dus de kans op een instabiliteit gegeven een bepaalde hoogwaterstand en val(snelheid). Een vrij glijvlak, met als enige vereiste een minimale cirkeldiepte van 1.0 meter, is beschouwd. Per tijdstep wordt het freatisch niveau berekend en

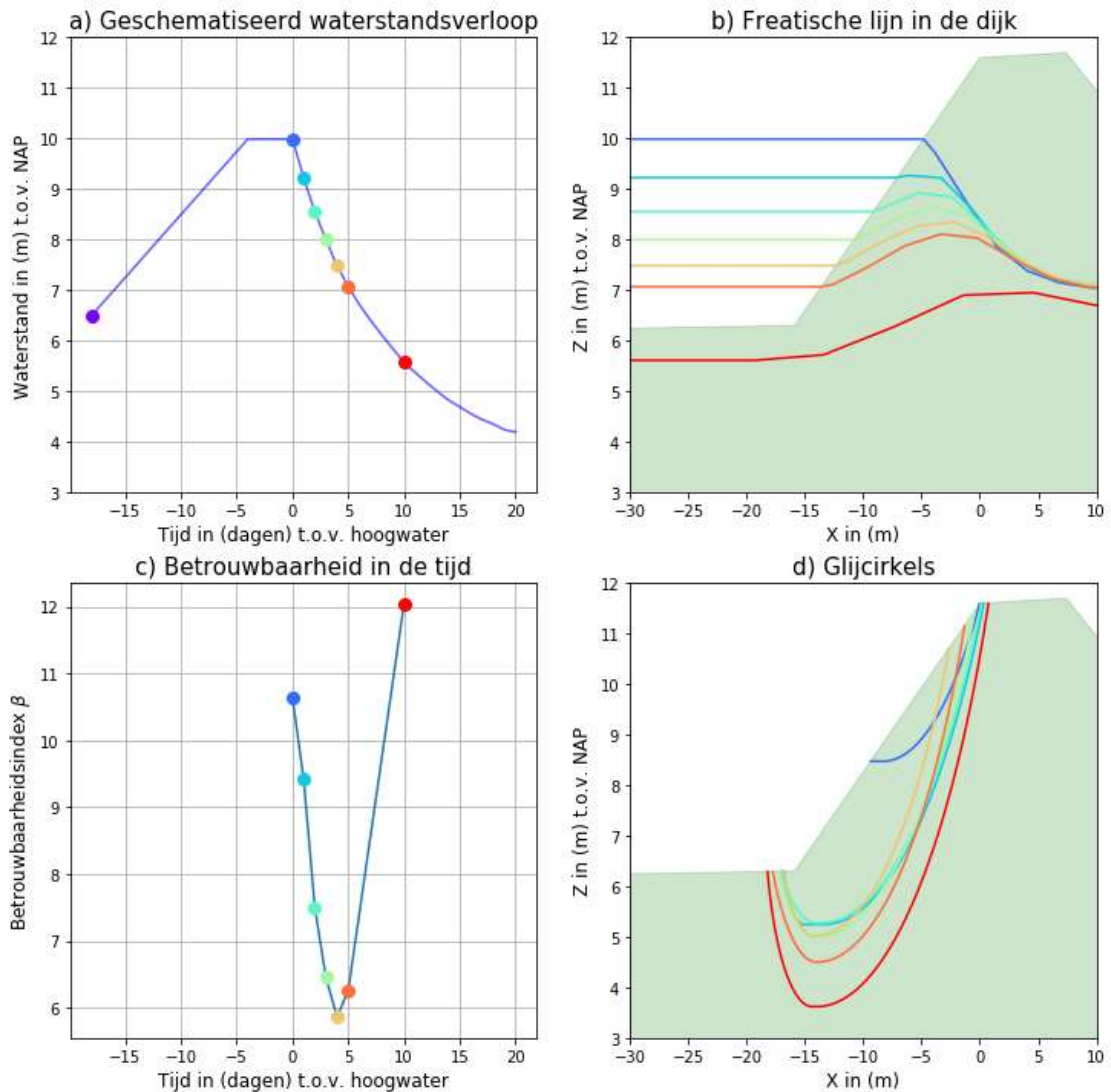
29 april 2020, definitief

de bijbehorende stabiliteit probabilistisch berekend. In de probabilistische berekening wordt de onzekerheid van de sterkteparameters meegenomen. De probabilistische berekening is uitgevoerd met FORM (First-Order-Reliability-Method). Het waterstandsverloop en de freatische lijn zijn gegeven in Figuur 48a en b. De betrouwbaarheidsindex is in de tijd weergegeven in Figuur 48c met de bijbehorende glijcirkels in Figuur 48d. Twee dagen na hoogwater is de kans op een instabiliteit het grootst. De probabilistische berekeningen zijn gemaakt met D-Geo Stability, de glijcirkel met de laagste stabiliteit is gegeven in Figuur 47. De betrouwbaarheid gegeven een 1/100 jaar waterstand en 1/300 jaar val is de minimale betrouwbaarheid in de tijd, $\beta = 5.86$.



Figuur 47 De glijcirkel met de laagste betrouwbaarheid is, gegeven de 1/100 waterstand en 1/70 val na hoogwater, één dag na hoogwater. De betrouwbaarheid is berekend met D-Geo Stability. Buitenwaarts is rechts in de afbeelding.

29 april 2020, definitief



Figuur 48 Het geschematiseerde waterstandsverloop (a) en bijbehorende freatische lijn (b) als in Figuur 46. Met D-Geo Stability zijn de bijbehorende glijcirkels (d) en betrouwbaarheid (c) berekend.

6.2 Uitintegreren belastingonzekerheden

6.2.1 Aanpak

In plaats van het invullen van de conditionele kansen op een afschuiving in de gebeurtenissenboom kan de conditionele kans geïntegreerd worden over de belastinggebeurtenissen om tot de totale kans op een afschuiving te komen (Kader 1). Integratie heeft de voorkeur omdat er zodoende niet gediscrètiseerd hoeft te worden. De integratie gaat volgens vergelijking 1, als omschreven in Hoofdstuk 2.7.3 in Schweckendiek (2017).

$$P_{\text{afschuiving}} = \int P(Z < 0|b)f_b(b)db \quad \text{vergelijking 1}$$

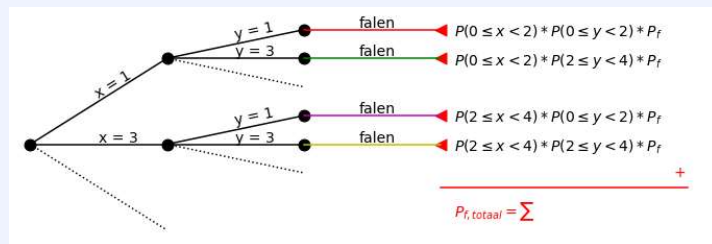
Waarin $f_b(b)$ de gezamenlijke kansverdeling van de belasting, $P(Z < 0|b)$ de conditionele kansen op een afschuiving gegeven een set belastingparameters, ofwel de fragility curve. Dit

29 april 2020, definitief

zijn de kansen op een afschuiving gegeven de belasting. Hiervoor is wel een continue fragility curve nodig, waarin tussen de fragility punten dus wordt geïnterpoleerd. Belangrijk is om te zorgen voor voldoende fragility punten, voornamelijk rond het illustratiepunt (ontwerppunt; meest waarschijnlijke combinatie van parameters bij falen) en ter plaatse van grote gradiënten in de curve. Het opstellen van een fragility curve is in de praktijk vaak een iteratief proces.

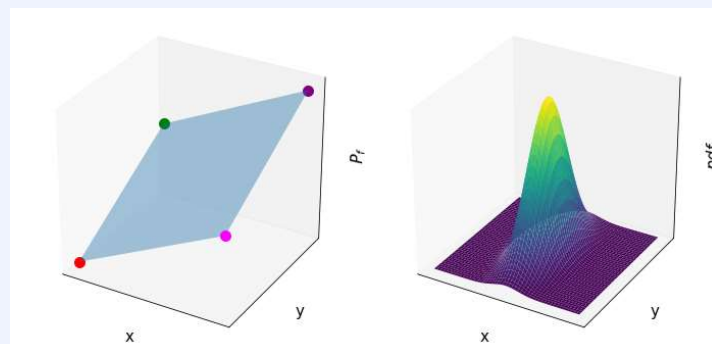
Kader 1 Gebeurtenissenboom of fragility curve?

In een gebeurtenissenboom worden de kansen van verschillende opeenvolgende gebeurtenissen ingevuld. De kans van de opeenvolgende gebeurtenissen wordt vermenigvuldigd en de paden leidend tot falen worden vervolgens opgeteld om tot de faalkans te komen.



Figuur 49 Bepalen totale faalkans met de gebeurtenissenboom

In een fragility curve worden de verschillende gebeurtenissen uitgezet in een assenstelsel met de bijbehorende kans op falen. De fragility curve wordt vervolgens vermenigvuldigd met de kans op de verschillende gebeurtenissen en geïntegreerd (integratie is een soort optelling).



Figuur 50 Bepalen totale faalkans met een fragility curve en verdeling van de conditionerende parameters. De kleuren van de faalkansen komen overeen met Figuur 49

Indien voor de bepaling van de faalkans een oneindig aantal gebeurtenissen wordt beschouwd leiden beide aanpakken tot een identiek resultaat. Indien een beperkt aantal gebeurtenissen wordt beschouwd kan een verschil ontstaan omdat in de gebeurtenissenboom wordt gediscretiseerd en in de fragility curve wordt geïnterpoleerd.

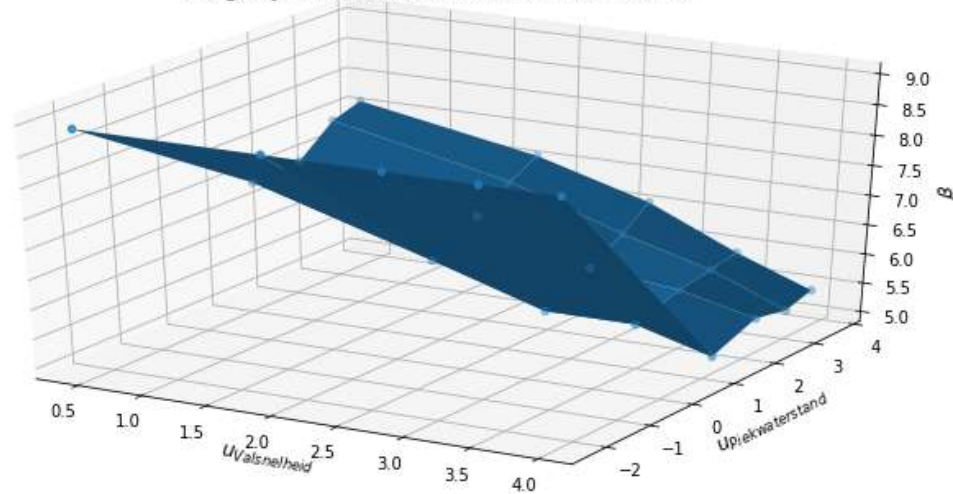
6.2.2

Voorbeeld integratie conditionele kansen

Onderstaand voorbeeld dient ter illustratie. Voor verschillende combinaties van waterstandsvallen en hoogwaterpieken is, zoals beschreven in Paragraaf 6.1.2, de conditionele kans/betrouwbaarheidsindex op een afschuiving berekend. Deze betrouwbaarheidsindices zijn samengevoegd in een fragility curve, Figuur 51 en Tabel 6.

29 april 2020, definitief

Fragility curve, standaardnormale ruimte



Figuur 51 Fragility curve.

Tabel 6 Fragility curve. De blauw aangegeven betrouwbaarheidsindex van 5.9 is de waarde als berekend in het voorbeeld van Paragraaf 6.1.2 (de minimale waarde van figuur 18c). De bèta's in de tabel zijn jaarkansen, de bèta's op de assen zijn overschrijdingskansen.

	+/-1/1 jaar waterstand ($\beta = -2.3$)	1/10 jaar waterstand ($\beta = 1.3$)	1/100 jaar waterstand ($\beta = 2.3$)	1/1 000 jaar waterstand ($\beta = 3.1$)	1/10 000 jaar waterstand ($\beta = 3.7$)
1/3 jaar val ($\beta = 0.4$)	8.9	7.0	7.0	7.4	7.6
1/30 jaar val ($\beta = 1.8$)	8.9	6.1	6.5	6.8	7.1
1/300 jaar val ($\beta = 2.7$)	8.9	5.5	5.9	6.2	6.6
1/3 000 jaar val ($\beta = 3.4$)	8.9	5.5	5.7	5.8	5.9
1/30 000 jaar val ($\beta = 4.0$)	8.9	5.1	5.4	5.3	5.4

In de fragility curve is te zien dat de hoogte van de waterstand van beperkt belang is. Een hogere waterstand is vaak zelfs positiever aangezien een gradiënt van de freatische lijn hoger op het talud minder negatief is. Wanneer de waterstand te laag wordt en de val te snel de hoogte van het voorland bereikt is een hoger waterstand negatiever.

De fragility curve is in de standaardnormale ruimte geïntegreerd over de tweedimensionale verdeling van de valsnelheid en piekwaterstand (in dit geval met een correlatie van 0 tussen de valsnelheid en piekwaterstand, Hoofdstuk 3.2.4). Uit de integratie volgt een betrouwbaarheidsindex van 6.6, ofwel een kans van $2 \cdot 10^{-11}$ per jaar. De invloedscoëfficiënten zijn opgenomen in Tabel 7. Het illustratiepunt (ontwerppunt; meest waarschijnlijke combinatie van parameters bij falen) bevat de 1/10 jaar waterstand en de 1/200 jaar waterstandsval.

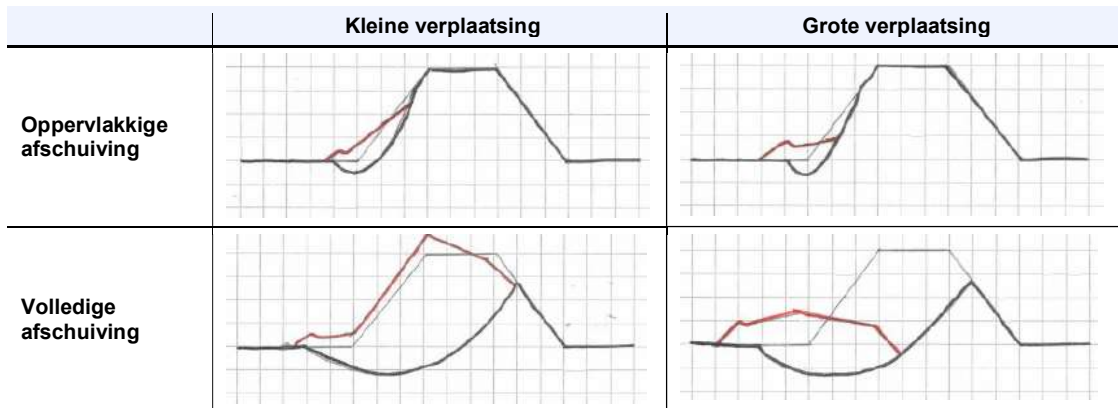
29 april 2020, definitief

Tabel 7 Illustratiepunt ($\beta = 4.8$).

	α	α^2	$\alpha\beta$	$P = -\Phi^{-1}(\alpha\beta)$
Piekwaterstand	0.18	0.03	1.2	1/10
Waterstandsval	0.39	0.16	2.6	1/200
Sterkte & Modelonzekerheid	0.90	0.81	3.4	10^{-9}

6.3 Omvang van de afschuiving in de doorsnede

De omvang van de afschuiving is van belang voor de herstel- en ontdektijd (Hoofdstuk 7) en de mogelijke vervolgmecanismen (Paragraaf 2.2.4). Het gaat hier om de grootte van het glijvlak (bijvoorbeeld gekwantificeerd door de locatie van het intredepunt van de glijcirkel) en de verplaatsing van de afgeschoven grondmoot. In Figuur 52 is dit gevisualiseerd.



Figuur 52 Omvang van de afschuiving.

Onderscheid hoeft alleen gemaakt te worden tussen glijvlakken met een verschillend effect op de vervolggebeurtenissen. In dit rapport is voor de vervolggebeurtenissen onderscheid gemaakt in een oppervlakkige afschuiving door het buitentalud en een volledige afschuiving door de binnenkruin of binnentalud. De invloed op de vervolggebeurtenissen is opgenomen in Tabel 1. NB Impliciet is aangenomen dat vervolgafschuivingen na een oppervlakkige afschuiving niet tot kruindaling leidt.

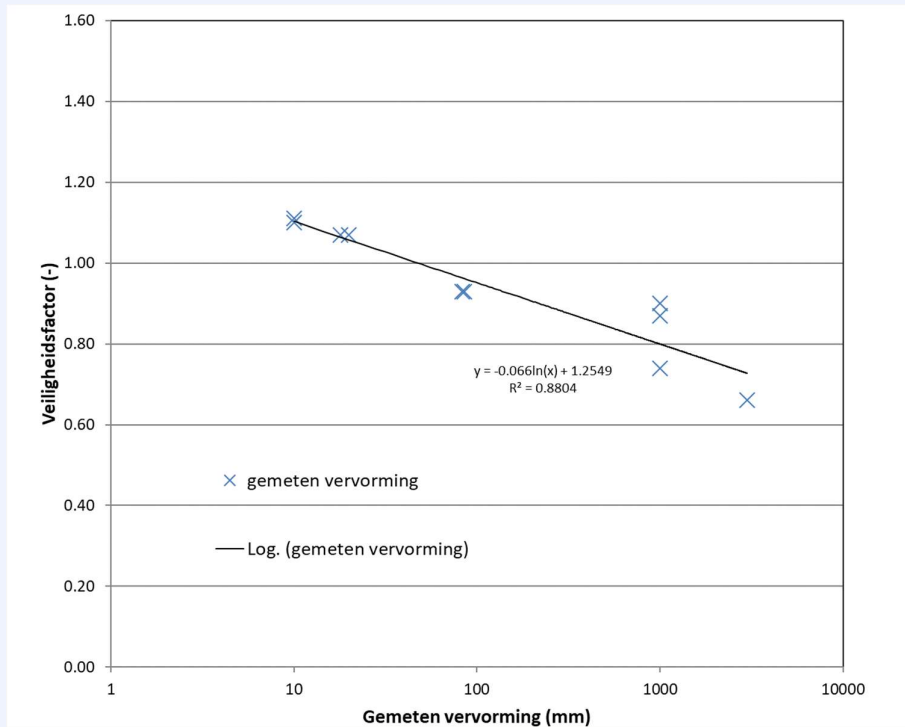
Voor de verplaatsing van de grondmoot is aangenomen is dat de grondmoot volledig is afgeschoven als in de rechter kolom van Figuur 52. Er is geen onderscheid gemaakt tussen grote en kleine verplaatsingen van de afgeschoven grondmoot. De mate waarin de afgeschoven grondmoot verplaatst kan wel van belang zijn voor de vervolggebeurtenissen. Een volledige afschuiving met een kleine verplaatsing zal bijvoorbeeld tot een verwaarloosbare kruindaling leiden. Om praktische redenen is dit niet in rekening gebracht. Dit is conservatief. In Kader 2 is een voorzet gedaan voor de kwantificering van de verplaatsing van de afgeschoven grondmoot.

Kader 2 Verplaatsing van de afgeschoven grondmoot. Overgenomen uit Van den Ham (2020).

In Van Duinen (2016) is kleine database gepresenteerd van goed gedocumenteerde gevallen van dijken waarin een afschuiving is opgetreden en waarin de opgetreden deformatie langs het schuifvlak is gemeten. Voor al die gevallen is met een glijvlakberekening de veiligheidsfactor berekend. Aangezien in alle gevallen het glijvlak zich in cohesieve lagen bevond zijn de berekeningen gedaan met de CSSM/SHANSEP methode. De resultaten zijn gepresenteerd in Figuur 53. Voor de onderliggende tabellen wordt verwezen naar genoemd rapport. Bij een veiligheidsfactor groter dan 1 (berekend op basis van gemiddelde sterkteparameters) is de gemeten deformatie minimaal. Bij een veiligheidsfactor kleiner dan 1 is er een duidelijke (logaritmische) relatie tussen veiligheidsfactor en de gemeten deformatie. Volgens SHANSEP hoeft de laagste veiligheidsfactor niet altijd de veiligheidsfactor in critical state te zijn. In de gevallen die in

29 april 2020, definitief

de figuur zijn opgenomen lijkt het, zeker bij de wat grotere deformaties, echter aannemelijk dat altijd wel de critical state zal zijn bereikt. Een verklaring voor een toename van de deformatie bij een afnemende veiligheidsfactor lijkt dus vooral te liggen in een toename van de waterstand en daarmee een verhoging van de freatische lijn (tijdsafhankelijke effecten daargelaten). De dijken waarin de in de grafiek opgenomen deformaties zijn weergegeven, verschilden qua dijkeometrie (kerende hoogte en taludhelling) en ook qua grootte en ligging van het glijvlak. Het effect van deze variabelen op de deformatie lijkt dus beperkt ten opzichte van de veiligheidsfactor. De studie in Van Duinen (2016) bevat dijkhoogtes in de range van grofweg 4 tot 6 meter.



Figuur 53 Berekende stabiliteitsfactoren en gemeten vervorming voor een aantal dijken. Gemodificeerd naar Van Duinen (2016). De berekende veiligheidsfactoren zijn gebaseerd op verwachtingswaarden.

6.4 Aantal afschuivingen in het traject

De lengte of het aantal afschuivingen in een traject of beheersgebied is van belang voor de hersteltijd (Hoofdstuk 7). Het verwachte aantal afschuivingen is afhankelijk van de ruimtelijke correlatie van de stabiliteit langs het dijktraject.

Indien de stabiliteit van alle mogelijke afschuiflocaties langs een dijktraject volledig afhankelijk van elkaar zijn, dan zullen deze allemaal op hetzelfde moment falen (gegeven gelijke betrouwbaarheid). Indien volledig onafhankelijk, dan is de kans dat meerdere afschuivingen tegelijk optreden gelijk aan de statistische kans, voor twee afschuivingen op afschuiflocatie 1 en 2 is dit $P(Z_1 < 0 \cap Z_2 < 0) = P(Z_1 < 0) \cdot P(Z_2 < 0)$. Deze kans is gegeven $P(Z_1 < 0) \approx P(Z_2 < 0) \ll 1$ verwaarloosbaar klein. In werkelijk zal er een gedeeltelijk correlatie tussen vakken zijn door enerzijds volledige afhankelijk van de waterstand en anderzijds onafhankelijkheid tussen de sterktes van de vakken (mits voldoende grote vakken)

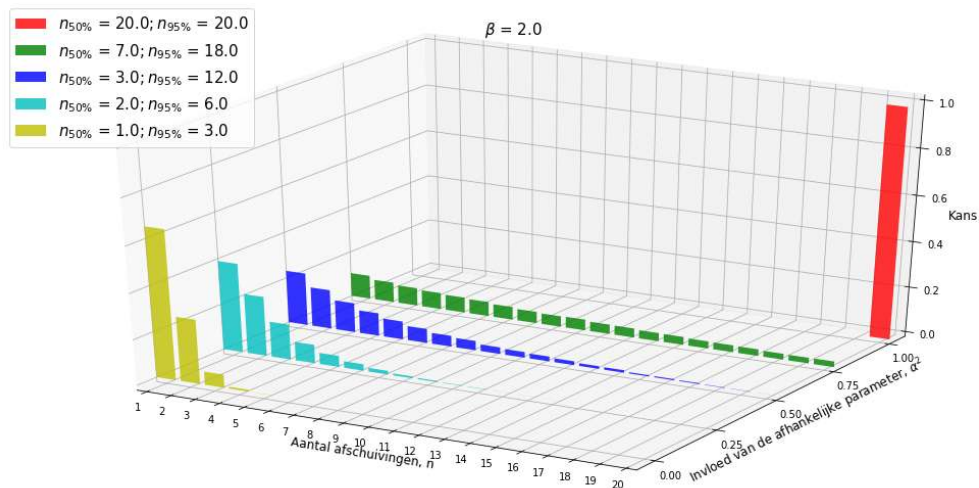
In het WBI2017 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017) is de lengte van *onafhankelijke equivalente vakken* gelijk aan 50 meter (parameter b in de lengte-effectbepaling). De *fractie van de lengte van het dijktraject dat gevoelig is voor macrostabiliteit* is 1/30 (parameter a in de lengte-effectbepaling). Het aantal onafhankelijke equivalente vakken in een dijktraject dat

29 april 2020, definitief

gevoelig is voor macrostabiliteit is dus gelijk aan $(a \cdot L_{traject})/b$, ofwel de lengte-effectfactor. In een dijktraject van 20 à 30 kilometer zijn dit dus 15 à 20 vakken van 50 meter. Bij volledige afhankelijkheid moeten we dus rekening houden met een dergelijk aantal buitenwaartse afschuivingen, indien we uitgaan van de standaard waardes voor a en b uit het WBI2017. NB Dat in het geval van een homogene dijk de *fractie van de lengte van het dijktraject dat gevoelig is voor macrostabiliteit* groter kan zijn.

In dit rapport is de kansverdeling van het aantal afschuivingen voor één traject bepaald op basis van de een zekere mate van afhankelijkheid tussen de verschillende afschuiflocaties. De afhankelijkheid is gebaseerd op de invloed van gemeenschappelijke parameters. Aangenomen is dat alle afschuiflocaties voor dezelfde parameters dezelfde invloedscoefficienten hebben. Deze invloedscoefficienten volgen uit de actuele sterkteberekening (Paragraaf 6.1). Tussen de afschuiflocaties zijn de sterkteparameters onafhankelijk en de belastingparameters (waterstand en val) volledig afhankelijk beschouwd. Met gelineariseerde grenstoestandsfuncties, één voor elke afschuiflocatie, is de kans op afschuiven op de betreffende afschuiflocatie plus een $n - 1$ aantal andere afschuiflocaties berekend. In Kader 3 is ingegaan op de bepaling van het aantal afschuivingen.

Afhankelijk van de invloedscoefficiënt van de belasting, de volledig afhankelijke parameter, is de kans op het aantal afschuivingen verschillend. Hoe groter de invloed van de belasting, hoe groter de correlatie tussen de vakken en dus hoe groter het aantal verwachte afschuivingen. In Figuur 54 en Tabel 8 is de kans op het aantal afschuivingen opgenomen voor een dijktraject van 30 kilometer, ofwel 20 mogelijke afschuiflocaties. Er is hier aangenomen dat het een uniforme dijk is met gelijke betrouwbaarheid. Dit is een conservatief uitgangspunt. Indien aangetoond kan worden dat dit niet het geval is kan de ‘werkelijke’ kans op het optreden van meerdere afschuivingen worden berekend met de berekende betrouwbaarheden en invloedscoefficienten van de verschillende afschuiflocaties volgens de aanpak in Kader 3.



Figuur 54 De kans op het aantal afschuivingen, afhankelijk van de invloedscoefficiënt van de belasting en gegeven dat de dijk op de beschouwde locatie al gefaald is voor een betrouwbaarheid van de afzonderlijke afschuiflocaties van $\beta=2$ (wat de betrouwbaarheidsindex is, is belangrijk aangezien ook de statistische kans op gelijktijdig afschuiven van belang kan zijn). In de legenda staan de mediaan ($n_{50\%}$) en de karakteristieke waarde ($n_{95\%}$) van het aantal afschuivingen.

29 april 2020, definitief

Tabel 8 De mediaan en, tussen haakjes, de 95%-karakteristieke waarde van het aantal afschuivingen voor verschillende betrouwbaarheden en invloedscoëfficiënten van de belasting.

Invloed belasting	$\beta = 1$	$\beta = 2$	$\beta = 3$	$\beta = 4$
$\alpha_s^2 = 0.00$	4 (7)	1 (3)	1 (1)	1 (1)
$\alpha_s^2 = 0.25$	5 (12)	2 (6)	1 (2)	1 (1)
$\alpha_s^2 = 0.50$	8 (17)	3 (12)	1 (6)	1 (3)
$\alpha_s^2 = 0.75$	12 (20)	7 (18)	3 (15)	2 (10)
$\alpha_s^2 = 1.00$	20 (20)	20 (20)	20 (20)	20 (20)

NB De verdeling van het aantal afschuivingen is afhankelijk van de invloedscoëfficiënten van de sterkte (dijkmateriaal) en belasting. Een te groot ingeschatte onzekerheid van het dijk materiaal leidt tot te grote invloedscoëfficiënt voor de sterkte en dus tot een onderschatting van het aantal afschuivingen (optimistisch). Deze grote onzekerheid leidt echter ook tot een onderschatting van de betrouwbaarheid (conservatief). Het beeld is dat het tweede zwaarder meeweegt in de overstromingskans ten gevolgen van macrostabiliteit buitenwaarts. Daarnaast is in het geval van volledige afhankelijkheid van de stabiliteit binnen het traject ($\alpha_s^2=1$) het lengte-effect één en dus de doorsnede-eis gelijk aan de trajecteis, oftewel de doorsnede-eis is minder streng dan in geval van niet volledige afhankelijkheid. Afhankelijkheid tussen de afschuiflocaties werkt dus zowel positief als negatief mee op de overstromingskans ten gevolge van macrostabiliteit buitenwaarts.

Kader 3 Bepaling van het aantal afschuivingen in een traject met gelineariseerde grenstoestandsfuncties.

Het aantal afschuivingen dat in één belastinggebeurtenis plaatsvindt is gelijk aan het aantal grenstoestandsfuncties dat wordt overschreden ($Z < 0$). Elke mogelijke afschuiflocatie i heeft één grenstoestandsfunctie ($Z_i = R_i - S_i$, waar R_i de sterkte van afschuiflocatie i en S_i de belasting van afschuiflocatie i). De grenstoestandsfuncties zijn lineair aangenomen, ofwel gelineariseerd. De ligging van deze grenstoestandsfuncties in de standaardnormale ruimte is afhankelijk van de betrouwbaarheid (β_i) en de invloedscoëfficiënt van de sterkte ($\alpha_{R,i}$) en de belasting ($\alpha_{S,i}$). Voor n mogelijke afschuiflocaties zijn er n grenstoestandsfuncties. De belasting is voor alle afschuiflocaties volledig afhankelijk aangenomen, ofwel als op locatie 1 langs het traject de 1/100 jaar waterstand plaatsvindt dan vindt op locatie n ook de 1/100 jaar waterstand plaats ($u_{S_1} = u_{S_2} = \dots = u_{S_n}$). De grenstoestandsfuncties versimpelen zodoende tot $Z_i = R_i - S$. De sterkte is voor alle afschuiflocaties onafhankelijk aangenomen, ofwel als de sterkte op locatie 1 relatief slecht is betekent dit niet dat de kans groot is dat sterkte op locatie n waarschijnlijk ook relatief slecht is (hier is er wel vanuit gegaan dat er met een lokale proevenverzameling is gerekend, ofwel de variatie in de sterkte-eigenschappen als meegenomen in de probabilistische berekeningen gelijk is aan de lokale variatie van de sterkte-eigenschappen en hier niet nog een regionale component in zit). De n grenstoestandsfuncties kunnen nu in de $(n + 1)$ -dimensionale standaardnormale ruimte worden gezet, met S, R_1, R_2, \dots, R_n op de assen. Met Monte Carlo kan bepaald worden hoeveel grenstoestandsfuncties worden overschreden gegeven dat grenstoestandsfunctie Z_1 is overschreden. Hieruit volgt het verwacht aantal afschuivingen gegeven dat er op ten minste één locatie een afschuiving heeft plaatsgevonden.

NB Indien er sprake is van gedeeltelijke afhankelijkheid, een correlatiecoëfficiënt ongelijk aan -1, 0 of 1, dan kan er gebruik worden gemaakt van Cholesky Decompositie.

6.4.1

Voorbeeld aantal afschuivingen

Ter illustratie. De oppervlakkige afschuiving uit het voorbeeld in Paragraaf 6.2.2 heeft een betrouwbaarheidsindex van $\beta > 4$. De invloedscoëfficiënten zijn gegeven in Tabel 7. De piekwaterstand en waterstandsval zijn ruimtelijk als volledig afhankelijk langs het gehele dijktraject aangenomen. Gezamenlijk hebben deze een invloed van 50% ($\alpha_{\text{piekwaterstand}}^2 + \alpha_{\text{waterstandsval}}^2 = 0.21 + 0.29 = 0.50$). Volgens Tabel 8 ($\alpha_s^2 = 0.50$ en $\beta = 4$) verwachten we dat dit de enige afschuiving in het traject is met als karakteristieke waarde drie afschuivingen in het traject.

7 Herstel

7.1 Tijd tot herstel

De tijd tot herstel is de som van de ontdek-, respons en hersteltijd. De ontdektijd is onder andere afhankelijk van de frequentie van dijkpatrouilles. De responstijd is onder andere afhankelijk van het aantal gelijktijdige afschuivingen (als gekwantificeerd in Hoofdstuk 6.4). De hersteltijd is naast het aantal gelijktijdige afschuivingen ook afhankelijk van het type maatregel en dus ook de grootte van de afschuiving (een volledige of oppervlakkige afschuiving, als omschreven in Hoofdstuk 6.1.2). In het kader van dit rapport is door interviews met beheerder een eerste inschatting gemaakt van de tijd van afschuiving tot herstel. Deze analyse (Van den Berg, 2020) is opgenomen in bijlage A. Op basis van (Van den Berg, 2020) is de volgende overzichtstabel, Tabel 9, samengesteld. Hierin is afhankelijk van het aantal afschuivingen en de grootte van de afschuiving een beste schatting gedaan voor de tijd tot herstel.

Tabel 9 Eerste schatting van de tijd vanaf de afschuiving tot herstel. Op basis van Van den Berg (2020), bijlage A.

	Aantal afschuivingen	Ontdektijd	Responstijd	Hersteltijd	Totaal	
Oppervlakkige afschuiving	1	uren	uren	uren-dagen	uren-dagen	
	3		uren-dag	uren-dagen	uren-dagen	
	10		dag-dagen	dagen-weken	dagen-weken	
	30		dagen-week	weken-maanden	weken-maanden	
Volledige afschuiving	1		uren	uren	dag-maanden	dag-maanden
	3		uren-dag	dagen-maanden	dagen-maanden	
	10		dag-dagen	weken-maanden	weken-maanden	
	30		dagen-week	weken-maanden	weken-maanden	

NB De tijd tot herstel kan geïnterpreteerd worden als 1) de tijd tot het treffen van noodmaatregelen, 2) de tijd tot definitief herstel of 3) de tijd totdat de dijk weer op sterkte is na het definitieve herstel. In dit hoofdstuk is de tijd tot en met het treffen van noodmaatregelen beschouwd. Aangenomen is dat de dijk na hersteld met noodmaatregelen (bijvoorbeeld het afdekken van het beschadigde talud met folie) weer minimaal de oude sterkte heeft. Zeker aangezien de dijk na herstel met noodmaatregelen bij het waterschap op de radar staat, lijkt dit geen overoptimistische aanname.

7.2 Belasting voor herstel

Als de tijd tussen de afschuiving en het herstel korter is dan de tijd tot een nieuwe belastinggebeurtenis, bv. een tweede hoogwater, is er sprake van een beschadigde dijk bij aanvang van deze nieuwe belastinggebeurtenis. Dit is weergegeven in vergelijking 2.

$$P_{\text{belasting voor herstel}} = P(t_{\text{afschuiving} \rightarrow \text{belasting}} < t_{\text{afschuiving} \rightarrow \text{herstel}}) \quad \text{vergelijking 2}$$

De bijbehorende grenstoestandsfunctie is gegeven in vergelijking 3.

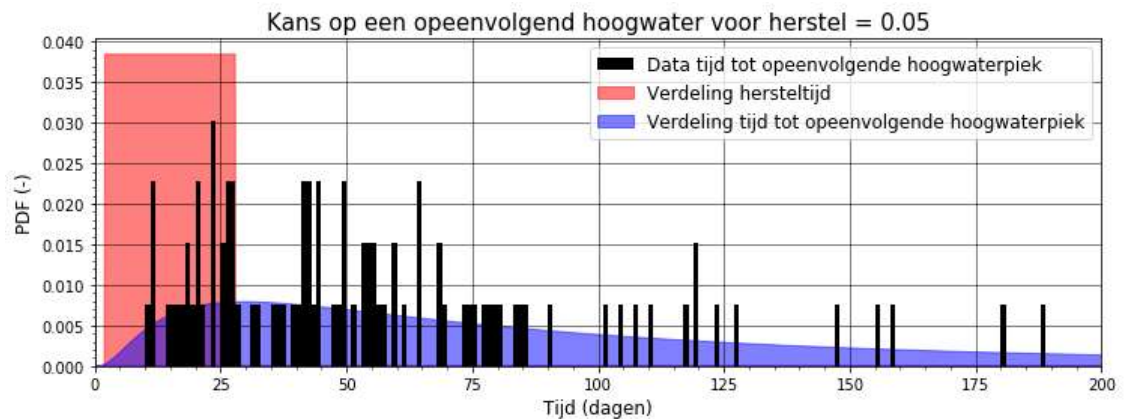
$$Z = t_{\text{afschuiving} \rightarrow \text{belasting}} - t_{\text{afschuiving} \rightarrow \text{herstel}} \quad \text{vergelijking 3}$$

29 april 2020, definitief

7.2.1

Voorbeeld bepaling kans op belasting voor herstel

Ter illustratie. In het rivierengebied vindt twee dagen na een initieel hoogwater op drie locaties langs een dijktraject een volledige buitenwaartse afschuiving plaats. De verdeling van de tijd tussen het eerste en het tweede hoogwater is afgeleid op basis van de historische hoogwaterpieken (Figuur 22). De verdeling van de tijd tussen de afschuiving en het tweede hoogwater is dezelfde verdeling, maar twee dagen opgeschoven. Een lognormale verdeling met $\mu_t = 139$ en $\sigma_t = 186$ is gefit voor $t_{afschuiving \rightarrow belasting}$. De hersteltijd is voor dit geval vastgesteld op 2 tot 28 dagen. Een uniforme verdeling, ($a_t = 2, b_t = 28$), is aangehouden voor $t_{afschuiving \rightarrow herste}$. De verdelingen zijn gegeven in Figuur 55.



Figuur 55 Verdeling van de hersteltijd en verdeling van de tijd vanaf de afschuiving tot het opeenvolgend hoogwater.

Gegeven de grenstoestandsfunctie, $Z = \logn(\mu_t = 139, \sigma_t = 186) - unif(a_t = 2, b_t = 28)$, is met een probabilistische methode, in dit geval Monte Carlo, de kans op een belasting voor herstel vastgesteld op 0.05, ofwel 5%.

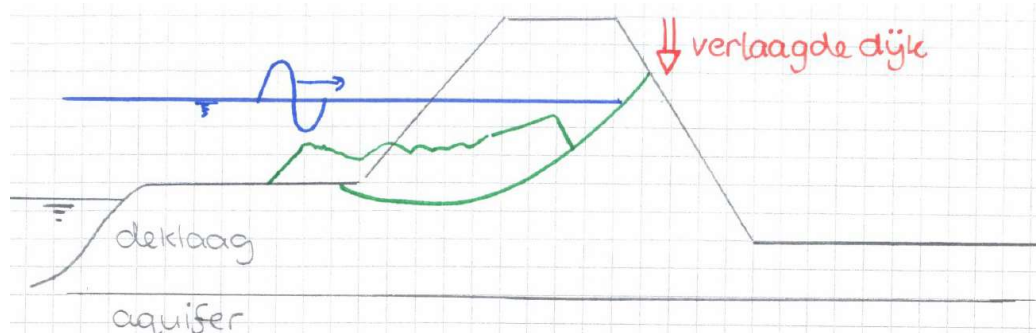
8 Vervolgmechanismen

In Tabel 1 is het aangenomen effect van een buitenwaartse afschuiving op de vervolgmechanismen opgenomen. Het gaat hier om de vervolgmechanismen tijdens de opeenvolgende belastinggebeurtenis. Gegeven dat de bekleding is afgeschoven en er een hoogwater aan de dijk staat wordt al voldaan aan één van de faaldefinities uit het WBI2017 ('t Hart, 2018). De sterkte die door het meenemen van de kans op de vervolgmechanismen wordt toegevoegd is dus strikt genomen 'reststerkte'. Indien wordt gekozen reststerkte niet mee te nemen, dan is de kans op een vervolgmechanisme gelijk aan 100%. In de Paragraaf 8.1 wordt kort ingegaan op het negatieve effect van een buitenwaartse afschuiving op de verschillende faalmechanismen. Het belang van de verschillende vervolgfaalmechanismen is afhankelijk van het dijkttype. In Paragraaf 8.2 wordt kort ingegaan op de verschillende dijktypen in Nederland en hun relatie met de verschillende vervolgfaalmechanismen.

8.1 Faalmechanismen

8.1.1 Erosie binnenwaarts (GEKB)

Een buitenwaartse afschuiving kan leiden tot een verlaagde dijk. Bij een verlaagde dijk is de kans op een overslagdebiet dat tot erosie van de kruin en het binnentalud leidt groter. In het geval de verlaagde dijk lager is dan de waterstand van de (tweede) hoogwaterpiek, zal deze kans zeer groot zijn. In Figuur 56 is de negatieve invloed van een buitenwaartse afschuiving op het mechanisme graserosie kruin en binnentalud gevisualiseerd. Bij een oppervlakkige afschuiving kan de gewijzigde geometrie van het buitentalud leiden tot meer (of minder) overslag. Dit effect is naar verwachting beperkt.



Figuur 56 Een buitenwaartse afschuiving kan tot een verlaagde kruin en dus een toegenomen kans op erosie door overslag/overloop leiden.

De toegenomen kans op erosie van de grasbekleding door golfoverslag kan berekend worden met dezelfde software, Riskeer en Hydra-NL, als de standaard beoordelings- en ontwerpberekeningen.

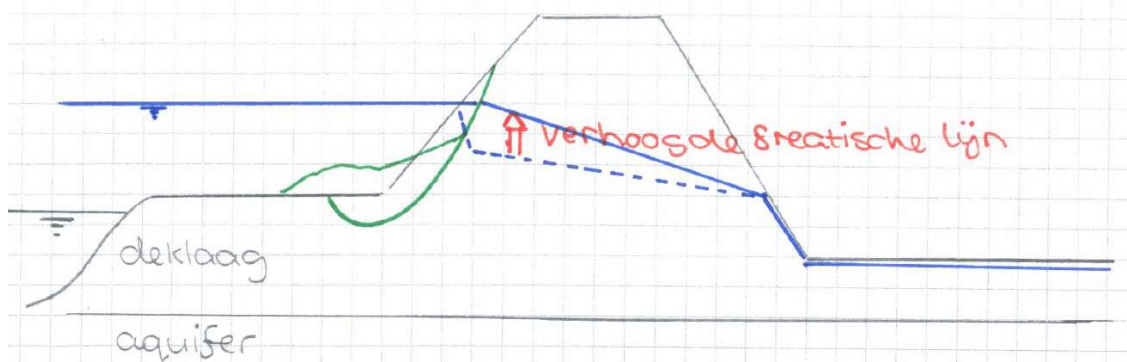
NB Erosie van de grasbekleding betekent niet meteen een overstroming. Dit is pas het geval nadat eerst onder andere de dijkskern is geërodeerd door kliferosie. In Van den Ham (2020) is (als onderdeel van het faalpad macrostabiliteit binnenwaarts) het faalpad vanaf kliferosie tot de overstroming in kaart gebracht. De vergelijkingen van kliferosie zijn hieronder opgenomen.

29 april 2020, definitief

8.1.2

Micro- en macrostabiliteit binnenwaarts (STMI & STBI)

Na een buitenwaartse afschuiving is de intredeweerstand van de dijk mogelijk verlaagd. Dit is vooral het geval indien de (relatief ondoorlatende) kleibekleding van een zanddijk is afgeschoven. De verhoogde freatische waterspanningen hebben een negatief effect op de micro- en macrostabiliteit binnenwaarts. In Figuur 57 is de negatieve invloed van een buitenwaartse afschuiving op de freatische lijn gevisualiseerd.



Figuur 57 Bij een (tweede) hoogwater kan een buitenwaartse afschuiving een negatief effect hebben op de freatische waterspanningen. Deze figuur geeft de freatische lijn bij een intacte en door een afschuiving beschadigde dijk. De schets is gebaseerd op model 2A uit het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004).

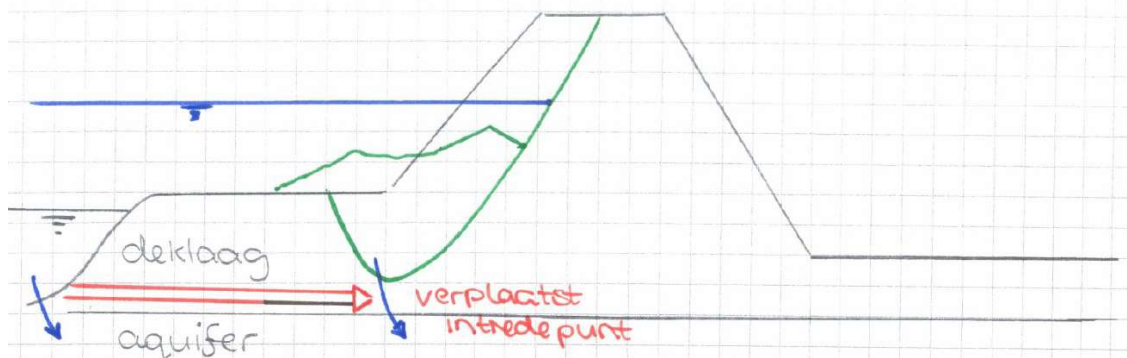
De toegenomen kans op macrostabiliteit binnenwaarts kan met D-Geo Stability berekend worden. Voor microstabiliteit bestaat nog geen (semi-)probabilistische rekenmethodiek.

NB Een binnenwaartse afschuiving hoeft niet meteen een overstroming te betekenen. In Van Hoven (2014) en Van den Ham (2020) is het faalpad vanaf de afschuiving tot de overstroming in kaart gebracht.

8.1.3

Piping (STPH)

Bij een diepe buitenwaartse afschuiving (relatief tot de dikte van de deklaag) kan een nieuw intredepunt voor piping ontstaan. Hierdoor verkort de kwelweglengte. Ook kan de buitenwaartse afschuiving een effect hebben op de drukverdeling in de zandlaag waardoor de pipe sneller (of langzamer) groeit. In Figuur 58 is de negatieve invloed van een buitenwaartse afschuiving op de het mechanisme piping gevisualiseerd.



Figuur 58 Door een buitenwaartse afschuiving kan het intredepunt van piping dichterbij de dijk komen te liggen.

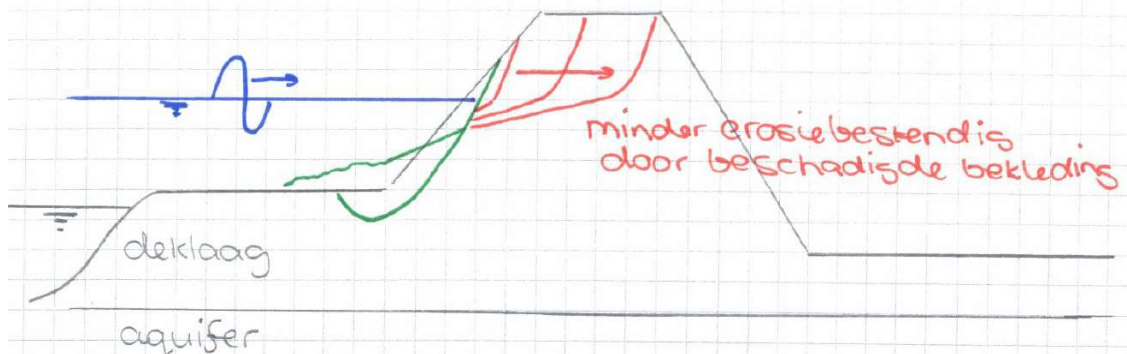
29 april 2020, definitief

De toegenomen kans op piping kan, net als de gedetailleerde toets uit het WBI2017, berekend worden met de Sellmeijer- en de opbarst- en heave- vergelijking. Door het nieuwe intredepunt, dicht bij de dijk, zal de berekende faalkans toegenomen zijn.

NB Doorgaande terugschrijdende erosie hoeft niet meteen een overstroming te betekenen. In (Rosenbrand, 2020) is het faalpad vanaf doorgaande terugschrijdende erosie tot de overstroming in kaart gebracht.

8.1.4 Erosie buitenwaarts (GEBU)

Nadat het buitentalud is beschadigd door een buitenwaartse afschuiving is de erosiebestendigheid van de dijk afgenomen. De mate waarin de erosiebestendigheid is afgenomen is afhankelijk van de grootte en de verplaatsing van de afgeschoven grondmoot (Paragraaf 6.1.2). Aangenomen dat aan de oorspronkelijke bekleding (gras, asfalt, steen) geen sterkte meer kan worden ontleent, wordt slechts sterkte ontleent aan de erosiebestendigheid van het resterende dijksmateriaal. Door golfaanval kan het resterende profiel eroderen, als weergegeven in Figuur 59.



Figuur 59 Effect van een buitenwaartse afschuiving op de erosiebestendigheid van de dijk.

In de onderstaande paragrafen wordt ingegaan op de kwantificering van de erosie door golfaanval van een klei- en zanddijk.

8.1.4.1 Kleidijk

In het kader van het onderzoeksprogramma WTI-2017 is onderzoek uitgevoerd naar de reststerkte van de kleilaag. In Mourik (2015) is de reststerkte van de kale kleilaag in de golfaanvalzone onderzocht. Het onderzoek heeft een vergelijking opgeleverd voor het volume geërodeerde klei per meter dijk. Voor $H_s > 0.4$ is dit vergelijking 4, voor $H_s \leq 0.4$ is er geen sprake van erosie.

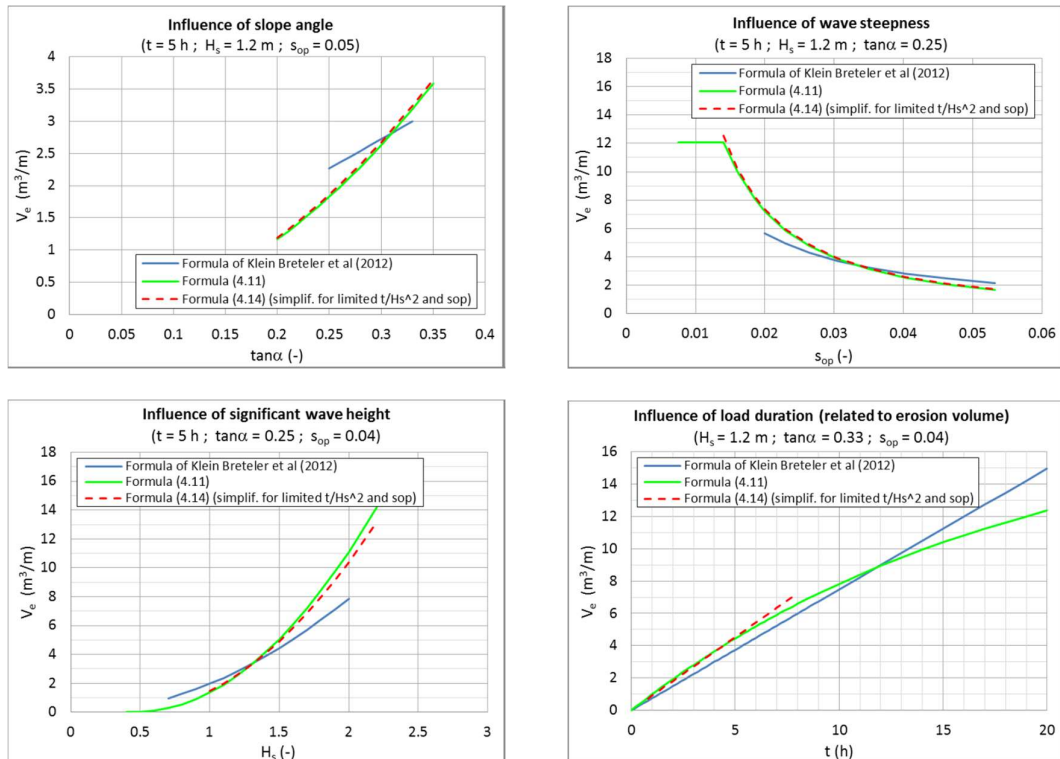
$$\Delta V_e = 466 \cdot c_e \cdot H_s^2 \cdot (H_s - 0.4)^2 \cdot (\tan(\alpha))^2 \cdot \min\left(3.6; \frac{0.0061}{s_{op}^{1.5}}\right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{0.079 \cdot t}{H_s^2}}\right) \quad \text{vergelijking 4}$$

Het geërodeerde volume klei (ΔV_e) is afhankelijk van de golfparameters: significante golfhoogte (H_s) en golfsteilheid (s_{op}), de duur van de golfaanval (t), de helling van de dijk voorafgaand aan de golfaanval ($\tan(\alpha)$) en een erosiecoëfficiënt (c_e). De vergelijking is afgeleid voor de volgende range van de invoerparameters:

- Golfhoogte (meter): $0.9 \leq H_s \leq 1.5$
- Golfsteilheid: $0.01 < s_{op} < 0.05$
- Helling van het originele profiel: $1:5 \leq \tan(\alpha) \leq 1:3$

29 april 2020, definitief

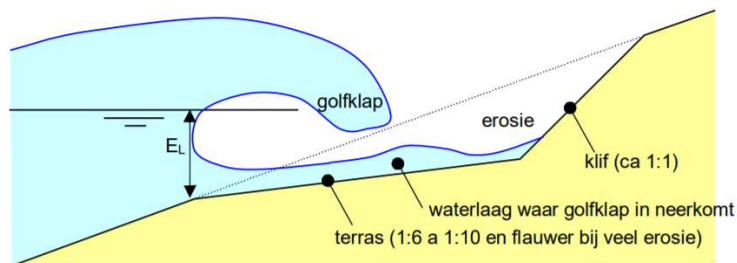
Voor klei met een zand percentage kleiner dan 40% en organisch materiaal kleiner dan 5% zijn gemiddelde en variatiecoëfficiënt van de erosiecoëfficiënt $\mu(c_e) = 0.55$, $\frac{\sigma(c_e)}{\mu(c_e)} = 0.25$. Voor klei met een zand percentage kleiner dan 60% en organisch materiaal kleiner dan 5% is dit $\mu(c_e) = 0.35$ en $\frac{\sigma(c_e)}{\mu(c_e)} = 0.27$. De invloed van de invoer op het resultaat is weergegeven in Figuur 60.



Figuur 60 De invloed van de helling van het buitentalud, golfsteilheid, significante golfhoogte en stormduur op het geërodeerde volume klei. Overgenomen uit Mourik (2015).

8.1.4.2 Zanddijk

Erosie van de zandkern is per tijdstap te bepalen met de vergelijking uit het SBW reststerkte onderzoek (Klein Breteler, 2012). Het onderzoek heeft een vergelijking opgeleverd voor het volume geërodeerde zand per meter dijk, vergelijking 5. De vergelijking is gebaseerd op Durosta modellen en Deltagootproeven. De vorm van het erosieprofiel blijkt te bestaan uit een flauw onderwatertalud en een steil bovenwatertalud (klif), Figuur 61.



Figuur 61 Schematisatie vorm van het erosieprofiel (Klein Breteler, 2012).

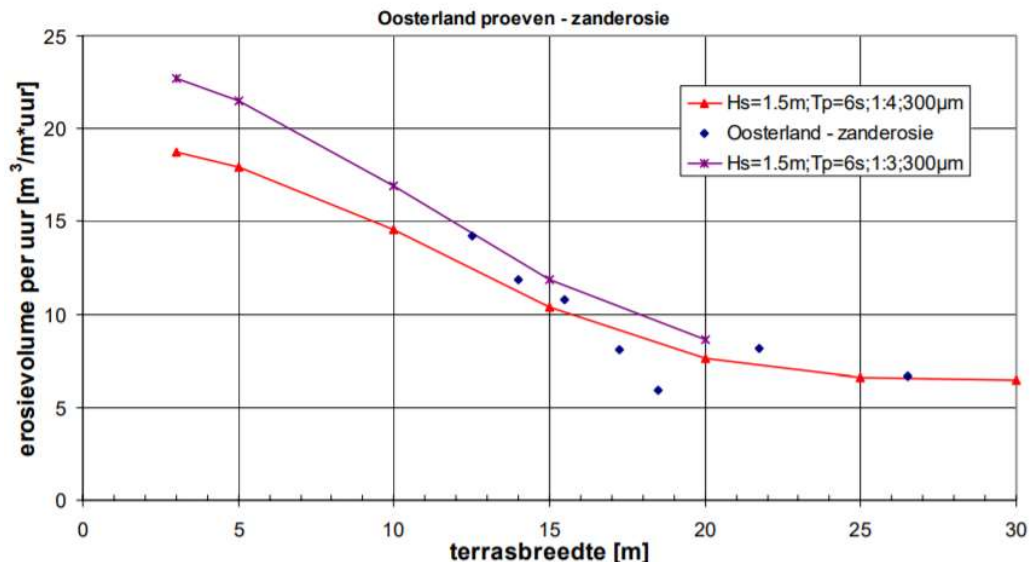
29 april 2020, definitief

$$\Delta V_e = c_{m2} \cdot \frac{H_s^2}{T_p} \cdot \left(\frac{0.15}{s_{op}^{1.3}} + (\tan(\alpha))^{0.8} \cdot (135 - 1500 \cdot s_{op}) \cdot \left(e^{-0.0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s}\right)^2} \right) \right) \cdot t \quad \text{vergelijking 5}$$

Het geërodeerde volume zand (ΔV_e) is afhankelijk van de golfparameters: significante golfhoogte (H_s) en golfsteilheid (s_{op}), golfperiode (T_p) de duur van de golfaanval (t), de helling van de dijk voorafgaand aan de golfaanval ($\tan(\alpha)$), de terrasbreedte: horizontale afstand tussen het begin en eindpunt van het erosieterras (B_t) en een erosiecoëfficiënt (c_e). De vergelijking is afgeleid voor de volgende range van de (invoer)parameters:

- Golfhoogte (meter): $0.7 \leq H_s \leq 3.0$
- Golfsteilheid: $0.015 < s_{op} < 0.06$
- Helling van het originele profiel: $0.22 \leq \tan(\alpha) \leq 0.5$
- Korrelgrootte van het zand (mm): $0.18 < D_{50} < 0.22$

De verdeling van de erosiecoëfficiënt $\mu(c_{m2}) = 1.0$, $\sigma(c_{m2}) = 0.19$. De terrasbreedte is afhankelijk van het erosievolume uit de voorgaande tijdstappen. De invloed van de terrasbreedte op het resultaat is weergegeven in Figuur 62.



Figuur 62 Deltagootproeven en Durosta berekeningen waarop vergelijking 5 is gebaseerd. Bij een grotere terrasbreedte neemt de erosiesnelheid af, bij een steilere helling neemt de erosiesnelheid toe.

8.1.4.3 Software

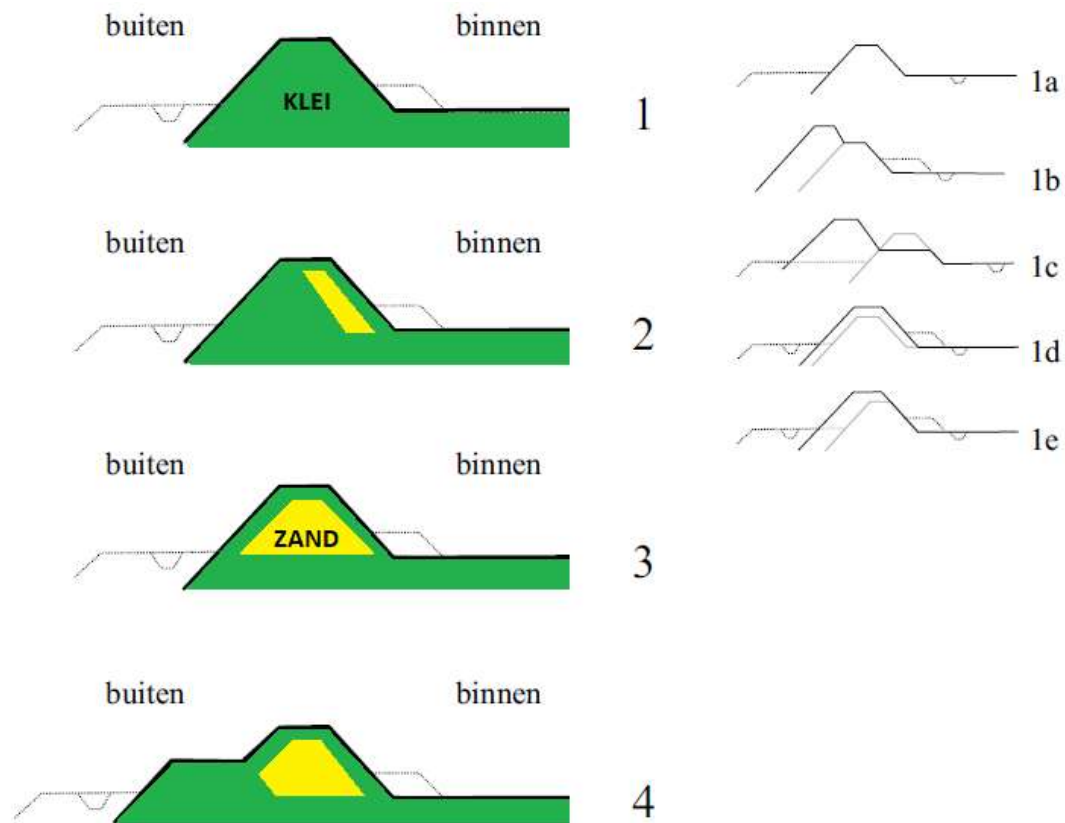
Op basis van onder andere vergelijking 4 en vergelijking 5 is in het kader van het onderzoek van WBI-2017 een rekenmodel ontwikkeld (Kaste, 2016). Het model berekend de erosie van een kleilaag en een zandkern onder golfaanval nadat de dijkbekleding gefaald heeft. Dit model is verder verbeterd in het kader van het project “Advisering steenzettingen Zeeland” voor het Projectbureau Zeeweringen. De code van het rekenmodel is in Matlab geschreven en deze software is ook nodig om het model te gebruiken. Het is zo opgezet dat het ook opgenomen kan worden in een probabilistische schil, zodat daarmee de faalkans van de dijk bepaald kan worden.

29 april 2020, definitief

8.2 Dijktypen

In deze paragraaf is een globaal overzicht gegeven van de verschillende dijktypen in Nederland en hun gevoeligheid voor de verschillende (vervolg)faalmechanismen. Deze paragraaf is grotendeels overgenomen van Paragraaf 2.5 en 2.6 uit Calle (2002). Globaal worden vier verschillende dijktypen onderscheiden (Figuur 63):

1. Profiel 1 betreft een kleidijk met eventuele berm. Deze dijk kan in het verleden (meerdere malen) binnen of buitenwaarts versterkt zijn (type 1b t/m 1e);
2. Profiel 2 betreft een naar binnen verzwaarde kleidijk waarbij voor de dijkversterking gebruik is gemaakt van zand;
3. Profiel 3 is een zanddijk met kleibekleding. Dit is vaak een hersteld stroomgat of een verlegde dijk;
4. Profiel 4 is vergelijkbaar met profiel 2, behalve dat de oude kleidijk als buitenberm fungeert.



Figuur 63 Geschematiseerde karakteristieke dwarsprofielen van dijken in Nederland. Naar Figuur 2.5 uit Calle (2002).

Zeedijken zijn voornamelijk zanddijken met vaak een oude kleikern (type 2, 3 en 4). Het buitentalud is flauw met vaak een harde bekleding en een buitenberm. Oude meerdijken zijn meestal van klei (type 1). Nieuwe polderdijken zijn zanddijken (type 3). In het rivierengebied komen voornamelijk dijken van de eerste drie typen voor. Binnendijkse dijkverzwaringen worden zo mogelijk in zand uitgevoerd (type 2). Buitendijkse verzwaringen worden in het algemeen in klei uitgevoerd (type 1b t/m 1e). In bijlage 1 van Calle (2002) is de complete analyse van het bovenstaande te vinden.

29 april 2020, definitief

In Calle (2002) wordt tevens een indicatie gegeven van de reststerkte tijdens een tweede hoogwater na een buitenwaartse afschuiving. Aan de dwarsprofielen met relatief veel zand (type 3 en 4) is weinig reststerkte toegekend. De gevoeligheid van de verschillende dijktypen voor de mechanismen uit Paragraaf 8.1 is opgenomen in Tabel 10.

De dwarsprofielen met weinig reststerkte hebben (type 3 en 4) zijn wel vaak zeedijken, hebben een flauwer buitentalud, en zijn zodoende minder gevoelig voor een buitenwaartse afschuiving.

Tabel 10 Gevoeligheid dijktypen voor (vervolg)faalmechanismen.

Faalmechanisme	Dijktype	
GEKB	1, 2, 3 & 4	Alle dijktypen zijn in principe even gevoelig voor het faalmechanisme graserosie kruin en binnentalud. Indien we echter kliferosie meenemen zijn de profielen met meer zand gevoeliger.
STBI	1 & 2	Na een buitenwaartse afschuiving is de dijk iets smaller geworden en zal de freatische lijn iets zijn toegenomen. Gegeven dat het verschil tussen de doorlatendheid van de kleibekleding en kleikern beperkt is, zal het effect van een buitenwaartse afschuiving op macrostabiliteit binnenwaarts beperkt zijn.
	3 & 4	Na een buitenwaartse afschuiving is de kleibekleding (deels) afgeschoven en de zandkern (met een grotere doorlatendheid) in direct contact met het buitenwater. De toename van de freatische lijn zal in dit geval groter zijn dan voor een kleidijk, evenals het effect op een binnenwaartse stabiliteit.
STMI	1	Microstabiliteit is niet relevant voor een kleidijk.
	2	Na een buitenwaartse afschuiving is de dijk iets smaller geworden en zal de freatische lijn iets zijn toegenomen. Gegeven dat het verschil tussen de doorlatendheid van de kleibekleding en kleikern beperkt is, zal het effect van een buitenwaartse afschuiving op microstabiliteit beperkt zijn.
	3 & 4	Na een buitenwaartse afschuiving is de kleibekleding (deels) afgeschoven en de zandkern (met een grotere doorlatendheid) in direct contact met het buitenwater. De toename van de freatische lijn zal in dit geval groter zijn dan voor een kleidijk, evenals het effect op microstabiliteit.
STPH	1, 2, 3 & 4	Alle dijktypen zijn in principe even gevoelig voor het faalmechanisme piping. De verwachting is dat het effect van een buitenwaartse afschuiving op piping beperkt is.
GEBU	1 & 2	Als de grasbekleding is afgeschoven door een buitenwaartse afschuiving moet voor een overstroming de (relatief erosiebestendige) kleikern eroderen.
	3 & 4	Als de gras- en kleibekleding is afgeschoven door een buitenwaartse afschuiving moet voor een overstroming de erosiegevoelige zandkern eroderen.

9 Kwantitatieve uitwerking faalpaden Macrostabieliteit Buitenwaarts

Voor drie verschillende cases in drie verschillende watersystemen is de kans op een overstroming als gevolg van een buitenwaartse afschuiving bepaald met de in dit rapport omschreven methodiek. Een vergelijking is vervolgens gemaakt met de faalkans op basis van de gedetailleerde toets uit het WBI2017 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017).

NB Het betreft slechts een beperkt aantal cases. Het resultaat is dus indicatief en niet zondermeer van toepassing is op het gehele watersysteem. In de conclusies en aanbevelingen, Hoofdstuk 10, wordt verder ingegaan op de mogelijke vervolgstappen om tot generieke conclusies te kunnen komen.

9.1 Aannames

De volgende aannames en versimpelingen zijn gemaakt bij deze kwantitatieve uitwerking:

1. De doorlatendheid van het dijksmateriaal is identiek beschouwd tijdens het in- en uitstromen.
2. De doorlatendheid van het dijksmateriaal is als determinist meegenomen.
3. Er zijn twee mogelijke glijvlakken beschouwd. Een vrij glijvlak, met als enige beperking een minimale cirkeldiepte van 1.0 meter. Deze cirkel treedt meestal in het buitentalud van de dijk in (oppervlakkige afschuiving). Een vrij glijvlak met als enige beperking dat deze intreedt in de kruin van de dijk zodat minder dan drie meter kruinbreedte overblijft (volledige afschuiving). Het glijvlak moet dus minimaal drie meter vanaf de binnenkruinlijn intreden. Indien door het vrije glijvlak al minder dan drie meter kruinbreedte overblijft, is slechts één glijvlak (volledige afschuiving) beschouwd.
4. In het geval van een volledige afschuiving wordt rekening gehouden met één meter kruindaling. In het geval van een oppervlakkige afschuiving wordt geen rekening gehouden met kruindaling.
5. De verdeling van de hersteltijd volgens Tabel 11 is aangenomen voor het rivieren- en merengebied. Herstel betekent dat de dijk weer minimaal op de originele sterkte is. Voor het kustgebied gaan we ervan uit dat de dijk niet hersteld is voor de volgende belastinggebeurtenis.

29 april 2020, definitief

Tabel 11 Aangenomen verdeling van de tijd tot herstel. De rechter kolom is een conservatieve inschatting van de uit Tabel 9 volgende totale tijd tot herstel.

	Aantal afschuivingen	Totale tijd tot herstel volgens Tabel 9	Aangenomen verdeling tijd tot herstel (uur)*
Oppervlakkige afschuiving	1	uren-dagen	unif(12,168)
	3	uren-dagen	unif(24,336)
	10	dagen-weken	unif(48,672)
	30	weken-maanden	unif(168,4368)
Volledige afschuiving	1	dag-maanden	unif(24,336)
	3	dagen-maanden	unif(48,672)
	10	weken-maanden	unif(168,4368)
	30	weken-maanden	unif(168,4368)

* unif = uniforme verdeling, 168 uur = 1 week, 336 u = 2 weken, 672 uur ≈ 1 maand en 4368 uur ≈ ½ jaar.

- De vervolgmecanismen 'erosie door golfaanval' en 'erosie door golfoverslag' zijn beschouwd. De door een buitenwaartse afschuiving toegenomen faalkans van de mechanismen microstabiliteit, macrostabiliteit binnenwaarts en piping is verwaarloosd.
- Voor erosie door golfoverslag is alleen erosie van de grasbekleding beschouwd bij een verlaagde kruin. Kliferosie is niet beschouwd.
- Voor de vervolgmecanismen is geen geometrie van het restprofiel bepaald. Er is slechts een kritiek erosievolume (voor erosie door golfaanval) en kritiek overslagdebiet en kruindaling (voor erosie door golfoverslag) aangehouden. De faalkans is vervolgens berekend met de grenstoestandsfunctie $Z = X - x_{crit}$, waarbij x het erosievolume/overslagdebiet is. Na een oppervlakkige afschuiving is het kritiek erosievolume groter dan na een volledige afschuiving. Het kritiek overslagdebiet is alleen van belang voor een volledige afschuiving.
- Voor erosie van het buitentalud door golfaanval is uitgegaan van een belastingduur van 12 uur.
- Er is geen rekening gehouden met de (beperkte) correlaties tussen de tijd tussen de hoogwaterpieken en de valsnelheid en hoogte van het opeenvolgend hoogwater.
- Er is geen rekening gehouden met de neerslagstatistiek. Voor het merengebied is in de beginvoorwaarde wel rekening gehouden met enige opbolling door neerslag.
- Er is geen rekening gehouden met infiltratie door golfoverslag voorafgaand aan de val.
- Er is geen rekening gehouden met falen of beschadigen van de dijk voorafgaand aan de val.

Deze aannames kunnen niet zonder redenering, met slechts een verwijzing naar dit rapport, worden overgenomen voor gebruik in praktijkcases. Het is aan de ingenieur om zelf zijn/haar weloverwogen aannames te maken.

9.2 De beschouwde gebeurtenissenboom

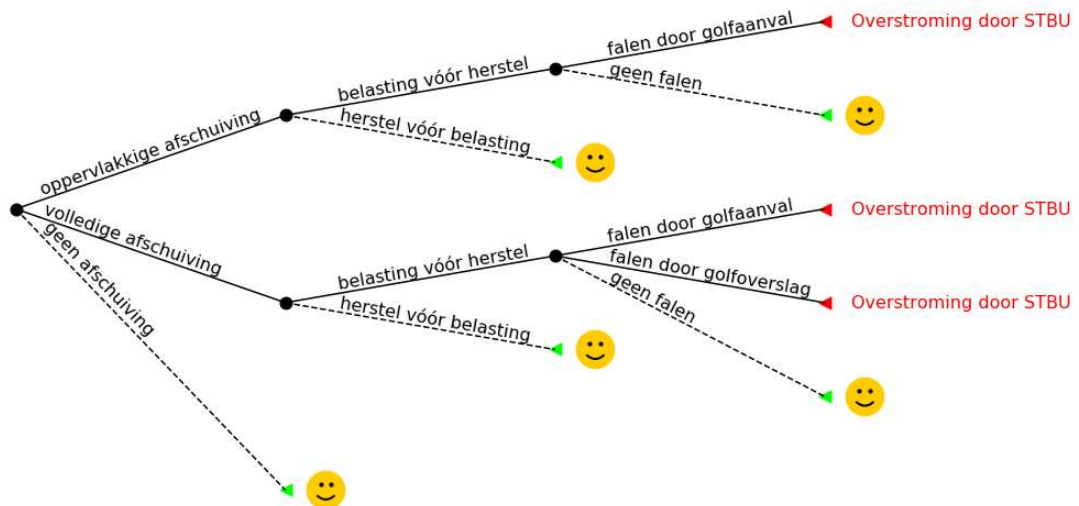
De gebeurtenissenboom uit Figuur 7 is in dit hoofdstuk kwantitatief ingevuld. Als omschreven in Hoofdstuk 2.3 bestaat de analyse uit drie kansbepalingen:

- De kans op een buitenwaartse afschuiving. In de kans op een buitenwaartse afschuiving zit de onzekerheid van de initiërende gebeurtenissen verwerkt.
- De kans op een hoogwater gedurende de hersteltijd.

29 april 2020, definitief

- De kans op een overstroming door een vervolgmechanisme tijdens het opeenvolgend hoogwater. In de kans op een vervolgmechanisme zit de belastingstatistiek van het opeenvolgende hoogwater verwerkt.

Er zijn twee glijvlakken beschouwd (Aanname 3), één vrij glijvlak en één glijvlak die voor een kruinbreedte kleiner dan drie meter leidt. De vervolgmechanismen *erosie door golfaanval* en *erosie door golfoverslag* zijn beschouwd (Aanname 6). De resulterende gebeurtenissenboom is opgenomen in Figuur 64.



Figuur 64 Beschouwde gebeurtenissenboom. In vergelijking met de gebeurtenissenboom in Figuur 6 zijn de initiële gebeurtenissen verdisconteerd in de kans op een afschuiving en is de intensiteit van de opeenvolgende belastinggebeurtenis verdisconteerd in de kans op het vervolgmechanisme (golfaanval en golfoverslag).

NB Er is in deze gebeurtenissenboom in de eerste knoop niet gecorrigeerd voor het feit dat een oppervlakkig en een volledig glijvlak na eenzelfde val beide instabiel kunnen zijn, waarna één van beide zal optreden. De afschuivingen zijn in de boom echter, conservatief, als exclusief meegenomen. Hetzelfde geldt voor falen door golfaanval en golfoverslag in de derde knoop (dit is conservatief en in lijn met het WBI2017 waar erosie van het binnentalud en erosie van het buitentalud als onafhankelijk worden meegenomen).

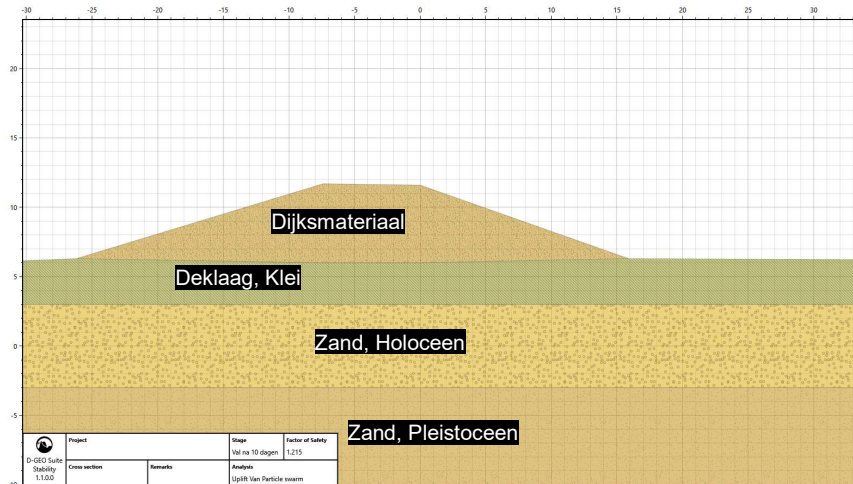
9.3 Case bovenrivierengebied

In deze paragraaf is een case voor het bovenrivierengebied uitgewerkt. Delen van deze case zijn tevens ter illustratie gebruikt in de voorgaande hoofdstukken. Achtereenvolgens zijn in deze paragraaf de situatieschets, faalkanseis, semi-probabilistische beschouwing volgens het WBI2017, probabilistische beschouwing met faalpaden en tot slot een conclusie opgenomen.

9.3.1 Situatieschets van de case bovenrivierengebied

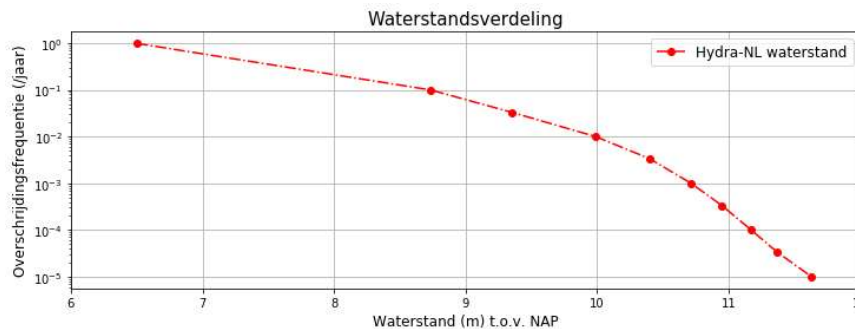
De beschouwde dijk in deze case is een kleidijk met het profiel volgens Figuur 65: een buitentalud met een helling van 1:3, een dijkhoogte t.o.v. buitendijks maaiveld van 5.4 meter. De kruin heeft een breedte van ruim zeven meter. De dijk heeft een voorland met een hoogteligging van ruim NAP+6 m. Ten opzichte van het binnendijks maaiveld heeft de dijk een volume van ruim 130 m³/m. Het dijkmateriaal en de deklaag zijn gedraineerd aangenomen met $\phi = \log_n(31.7, 0.864)$. Er is geen cohesie meegenomen. De dijk en de deklaag hebben een doorlatendheid van 0.1 m/dag.

29 april 2020, definitief



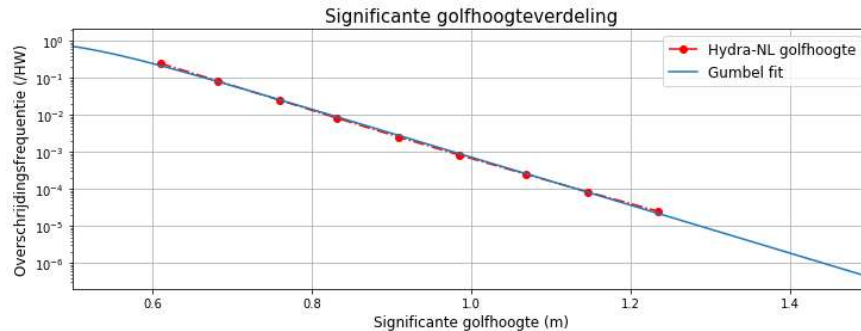
Figuur 65 Beschouwd dijkprofiel case bovenrivierengebied. Buitenwaarts is rechts.

De verdeling van de valsnelheid is als omschreven in Paragraaf 3.2, Figuur 21. De verdeling van de valsnelheid is dus de verdeling waar de datapunten met ijssdammen niet in zitten. Het waterstandsverloop tot aan de val is (ten behoeve van de bepaling van de waterspanningen in de tijd) als volgt geschematiseerd: een beginwaterstand gelijk aan de ondergrens van een extreme waterstand, NAP+6.5 meter, een toename van de waterstand van 14 dagen tot de piekwaterstand, waarna de piekwaterstand vier dagen aanhoudt. Er is dus conservatief aangenomen dat de waterspanning aan het begin van het waterstandsverloop volledig zijn aangepast aan de extreme waterstand NAP+6.5 meter. Daarentegen is er geen rekening gehouden met opbolling door neerslag. Het polderpeil is gelijk gesteld aan maaiveld. De tijd tussen het initieel hoogwater en het opeenvolgend hoogwater is als omschreven in Paragraaf 3.2, Figuur 22. De verdeling van de waterstand (Figuur 66) en golfhoogte (Figuur 67) en de kans op golfoverslag zijn berekend met Hydra-NL. De overschrijdingsfrequentie per jaar van Hydra-NL is getransformeerd naar overschrijdingsfrequentie per hoogwater, uitgaande van 2.5 hoogwaters per jaar. Dit is in lijn met het gemiddeld aantal hoogwaters per jaar op basis waarvan de kans op hoogwater voor herstel is bepaald. Een parametrische verdeling is gefit door de golfhoogte. De verdeling van de golfhoogte en de kans op golfoverslag zijn van belang voor de bepaling van de kans op een overstroming door een vervolgmechanisme (de laatste knoop in de gebeurtenissenboom).



Figuur 66 Verdeling van de waterstand (per jaar).

29 april 2020, definitief



Figuur 67 Verdeling van de golfhoogte (per hoogwater o.b.v. gemiddeld 2.5 hoogwaters per jaar).

Voor erosie door golfaanval is een kritiek erosievolume van 10 m³/m aangenomen gegeven een volledige afschuiving en 50 m³/m gegeven een oppervlakkige afschuiving. De dijk heeft, als reeds aangegeven, een volume van ruim 130 m³/m. Gegeven een volledige afschuiving is een kruindaling van één meter en een kritiek overslagdebiet van 0.1 l/s/m aangehouden voor erosie door golfoverslag.

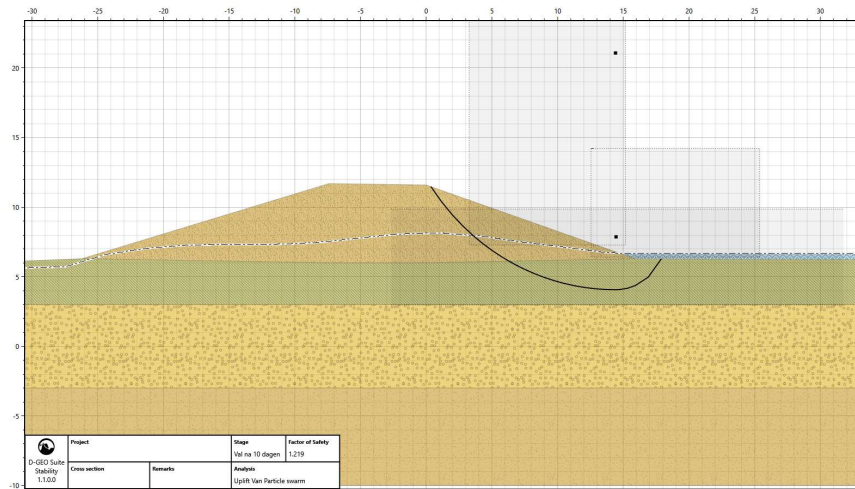
9.3.2 Faalkanseis macrostabiliteit buitenwaarts case bovenrivierengebied

Uitgaande van een trajectnorm van 1/10000 jaar, een faalkansruimte van 4% voor macrostabiliteit en een trajectlengte van 30000 meter is de faalkanseis op doorsnedeniveau gelijk aan 2e-7 per jaar ($= 0.04 \cdot \frac{1}{10000} / (1 + \frac{0.033 \cdot 30000}{50})$), zie WBI2017 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017)) en bijbehorende betrouwbaarheidsindex van 5.1. De factor 10 waarmee in het WBI2017 de faalkanseis van macrostabiliteit buitenwaarts is verlicht (Paragraaf 1.3), is voor de semi-probabilistische gedetailleerde toets van het WBI2017, Paragraaf 9.3.3, meegenomen in de berekende faalkans in plaats van in de faalkanseis. Voor de probabilistische beschouwing met faalpaden, Paragraaf 9.3.4, is deze factor 10 niet relevant omdat de vervolgekansen al in het faalpad worden meegenomen.

9.3.3 Bepaling overstromingskans semi-probabilistisch case bovenrivierengebied conform WBI2017

De kans op een buitenwaartse afschuiving is bepaald met een semi-probabilistische berekening met karakteristieke waarden conform het WBI2017, voor de sterkte eigenschappen en een val van 4.5 meter in tien dagen vanaf waterstand bij norm (een op een moment gebruikelijke aanname in de dijkversterkingsprojecten in het rivierengebied). Een val van 4.5 meter in tien dagen heeft volgens de curve in Figuur 21 een overschrijdingsfrequentie van grofweg 1/300 jaar. De freatische lijn is (met D-Geo flow) tijdsafhankelijk berekend, rekening houdend met het waterstandsverloop tot aan de val als omschreven in Paragraaf 9.3.1. De doorlatendheid van het dijksmateriaal is als reeds aangegeven 0.1 m/dag. De maatgevende glijcirkel met een stabiliteitsfactor van 1.21 is weergegeven in Figuur 68.

29 april 2020, definitief



Figuur 68 Maatgevende glijcirkel voor val van 4.5 meter vanaf de waterstand bij norm. De waterspanningen zijn bepaald met D-Geo flow ($k = 0.1$ m/dag). De stabiliteitsfactor is gelijk aan 1.21. Buitenwaarts is rechts.

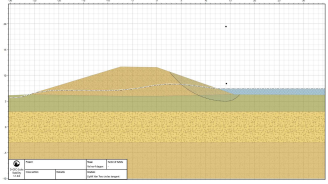
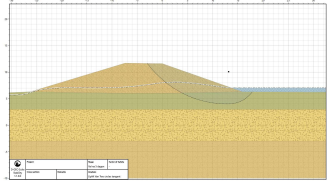
De gevonden stabiliteitsfactor van 1.21 komt overeen met een faalkans van $5e-7$ per jaar en betrouwbaarheidsindex van 4.9 ($= \frac{1.21}{1.06} - 0.41$) / 0.15). Deze kans is met een factor 10 (de in het WBI geïmpliceerde kans op een overstroming gegeven een buitenwaartse afschuiving) verlaagd tot $5e-8$ per jaar. Er wordt voldaan aan de faalkanseis van $2e-7$ per jaar (Paragraaf 9.3.2).

9.3.4 Bepaling overstromingskans probabilistisch met faalpaden case bovenrivierengebied
De drie knopen uit de gebeurtenissenboom, Figuur 64, zijn in deze paragraaf achtereenvolgens uitgewerkt en vervolgens gecombineerd in de gebeurtenissenboom.

9.3.4.1 *Kans op een afschuiving case bovenrivierengebied*
De kans op een afschuiving is conditioneel op de belasting (piekwaterstand en val) berekend met de methodiek als omschreven in Paragraaf 6.1.2. Voor de bepaling van elke conditionele kans wordt (gegeven een valsnelheid en een hoogwaterstand voorafgaand aan de val) op verschillende tijdstippen na de hoogwaterpiek de freatische lijn en de bijbehorende kans op een afschuiving bepaald. Op een bepaald moment na de hoogwaterpiek is deze kans het grootst. Deze grootste kans is de conditionele kans behorende bij de betreffende waterstand en valsnelheid. In de conditionele kansen zit de onzekerheid van de sterkte-eigenschappen (Paragraaf 9.3.1) verwerkt. Deze berekeningen worden uitgevoerd voor verschillende combinaties van hoogwaterstanden en valsnelheden. De resulterende fragility curve is dus tweedimensionaal, met hoogwaterstand en valsnelheid op de horizontale assen. Vervolgens zijn de conditionele kansen uitgeïntegreerd met de methodiek als in Paragraaf 6.2.2. De fragility curve wordt uitgeïntegreerd met de tweedimensionale kansverdeling van de hoogwaterstand en valsnelheid. Deze twee stochasten zijn als aangegeven in Paragraaf 3.2.4 onafhankelijk aangehouden. De kans op het aantal afschuivingen is bepaald met de methodiek als omschreven in Paragraaf 6.4.1. Voor de vervolgnoppen wordt het karakteristiek aantal afschuivingen aangehouden. De kansen en aantal afschuivingen zijn opgenomen in Tabel 12.

29 april 2020, definitief

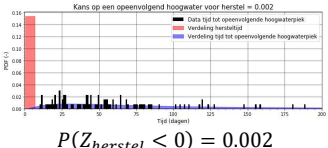
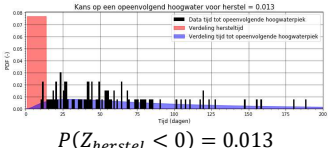
Tabel 12 De kans op een oppervlakkige en volledige afschuiving, case bovenrivierengebied.

	Oppervlakkige afschuiving (Vrij glijvlak)	Volledige afschuiving (<3 m kruin na afschuiving)
		
Betrouwbaarheidsindex afschuiving, β_{afs} (P_{afs}), per jaar.	$P(Z_{\text{opp.afsch.}} < 0) = 2 \cdot 10^{-11}$ $\beta = 6.6$	$P(Z_{\text{vol.afsch.}} < 0) = 10^{-18}$ $\beta = 8.7$
Invloed van de belasting (%)	20%	21%
Aantal afschuivingen (karakteristieke waarde)	1	1

9.3.4.2 Kans op een opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel case bovenrivierengebied

De hersteltijd is afhankelijk van de grootte van de afschuiving en het aantal afschuivingen. In dit geval beschouwen we één oppervlakkige afschuivingen of één volledige afschuiving (Tabel 12). Voor de twee gevallen is de hersteltijd respectievelijk één halve dag tot één week en één dag tot twee weken (Tabel 11). De kans op hoogwater voor herstel is berekend als omschreven in Paragraaf 7.2. De kansen op een opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel, respectievelijk 0.2% en 1%, zijn opgenomen in Tabel 13.

Tabel 13 Kans op belasting voor herstel, case bovenrivierengebied.

	Oppervlakkige afschuiving	Volledige afschuiving
Aantal afschuivingen (karakteristieke waarde)	1	1
Hersteltijd (dagen)	unif(0.5,7)	unif(1,14)
Tijd tussen afschuiving en opeenvolgende belastinggebeurtenis (dagen)	logn(139,186)	logn(139,186)
Kans op opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel	 $P(Z_{\text{herstel}} < 0) = 0.002$	 $P(Z_{\text{herstel}} < 0) = 0.013$

Gevoeligheidsstudie: indien van een veel langere hersteltijd van maximaal een maand wordt uitgegaan, dan is de kans op een opeenvolgend hoogwater voor herstel gelijk aan ruim 5%, bij een hersteltijd van maximaal een half jaar is dit krap 50%.

9.3.4.3 Vervolgmechanismen case bovenrivierengebied

De beschouwde vervolgmechanismen zijn erosie buitenwaarts door golfaanval en erosie binnenwaarts door golfoverslag of overloop.

29 april 2020, definitief

Erosie buitenwaarts door golfaanval

De kans op erosie door golfaanval gegeven een oppervlakkige buitenwaartse afschuiving die niet hersteld is, is gelijk aangenomen aan de kans op meer dan 50 m³/m erosie. Deze kans is berekend met Monte-Carlo en de onderstaande vergelijking.

$$P(Z_{erosie\ bu} < 0 | (Opp. af.)) = P((\Delta V_{e,crit} - \Delta V_e) < 0 | (Opp. af.)) = P((50 - \Delta V_e) < 0) = 3 \cdot 10^{-5} / \text{hoogwater}$$

De kans op falen door erosie buitenwaarts gegeven een oppervlakkige afschuiving die niet is hersteld voor de opeenvolgende belastinggebeurtenis is 3e-5 per belastinggebeurtenis, hoogwater.

De kans op erosie door golfaanval gegeven een volledige buitenwaartse afschuiving die niet hersteld is, is gelijk aan de kans op meer dan 10 m³/m erosie. Identiek aan het voorgaande is deze bepaald met de onderstaande vergelijking.

$$P(Z_{erosie\ bu} < 0 | (V. af.)) = P((\Delta V_{e,crit} - \Delta V_e) < 0 | (V. af.)) = P((10 - \Delta V_e) < 0) = 8 \cdot 10^{-3} / \text{hoogwater}$$

De kans op falen door erosie buitenwaarts gegeven een volledige afschuiving die niet is hersteld voor de opeenvolgende belastinggebeurtenis is 0.8% per belastinggebeurtenis, hoogwater.

Gevoeligheidsstudie: indien conservatief wordt gekozen dat er geen enkele erosie mag plaatsvinden (maximaal 1 m³/m), dan is de kans op falen 30%, $P((1 - \Delta V_e) < 0) = 3 \cdot 10^{-1} / \text{hoogwater}$. 70% van de golvencondities leiden tot een verwaarloosbare mate van erosie.

Erosie binnenwaarts door golfoverslag/overloop

De kans op erosie door golfoverslag gegeven een volledige buitenwaartse afschuiving die niet herstelt is, is gelijk aan de kans op een overslagdebiet van meer dan 0.1 l/s/m bij een één meter verlaagde kruin. Deze kans is berekend met Hydra-NL, volgens de onderstaande vergelijking.

$$P(Z_{erosie\ bi} < 0 | (V. af.)) = P((q_{crit} - q) < 0) = P((0.1 - q) < 0) = 2 \cdot 10^{-3} / \text{hoogwater}$$

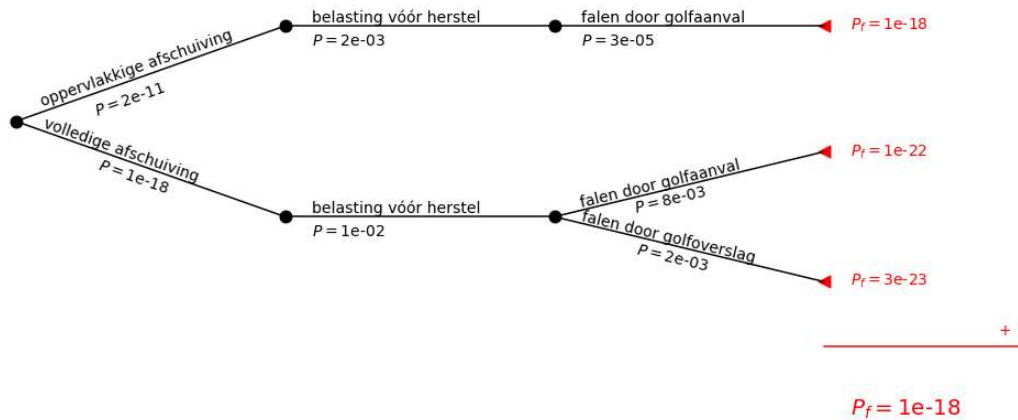
De kans op falen door erosie buitenwaarts gegeven een volledige afschuiving die niet is hersteld voor de opeenvolgende belastinggebeurtenis is 0.2% per belastinggebeurtenis, hoogwater.

Gevoeligheidsstudie: indien rekening wordt gehouden met een kruindaling van twee meter, dan is de kans op falen gelijk aan 2%, $P((0.1 - q) < 0) = 2 \cdot 10^{-2} / \text{hoogwater}$

9.3.4.4 Gecombineerd case bovenrivierengebied

De kansen op een afschuiving, op een opeenvolgende belasting voordat herstel is en ten slotte falen door een vervolgmecanisme tijdens de opeenvolgende belasting zijn gecombineerd. De betreffende faalpaden zijn opgenomen in Figuur 69.

29 april 2020, definitief



Figuur 69 Ingevulde faalpaden uit de gebeurtenissenboom, Figuur 64. De som van de kansen op de faalpaden is de totale faalkans.

Er wordt ruim voldaan aan de faalkanseis van $2e-7$.

9.3.5

Conclusie case bovenrivierengebied

De in deze studie ontwikkelde en uitgewerkt probabilistische stabiliteitsberekening heeft een significant hogere betrouwbaarheidsindex dan de semi-probabilistische WBI aanpak (β 6.8 vs. 4.9), dit komt voornamelijk door de aanname van 4.5 meter val vanaf waterstand bij norm in de WBI aanpak. De kans op belasting vóór herstel (hier minder dan 1% voor een oppervlakkige afschuiving) is ook veel kleiner dan de 10% uit het WBI2017. Met reststerkte wordt de faalkans nog enkele ordes van grootte verkleind. Probabilistisch rekenen met faalpaden zorg ervoor dat de case zodoende ruim aan de gestelde faalkanseis voldoet, behorende bij een traject van 30 km met een trajectnorm van 1/1 000 jaar. Semi-probabilistisch wordt nipt voldaan. De probabilistisch berekende overstromingskans is ordes van grootte kleiner dan de eis en dan de semi-probabilistisch berekende overstromingskans.

9.4

Case merengebied

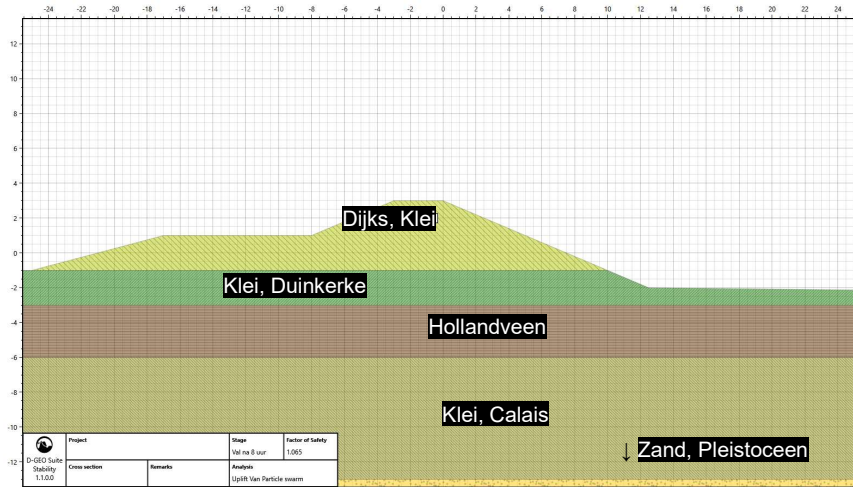
In deze paragraaf is een case voor het merengebied uitgewerkt. Achtereenvolgens zijn in deze paragraaf de situatieschets, faalkanseis, semi-probabilistische beschouwing volgens het WBI2017, probabilistische beschouwing met faalpaden en tot slot een conclusie opgenomen.

9.4.1

Situatieschets van de case merengebied

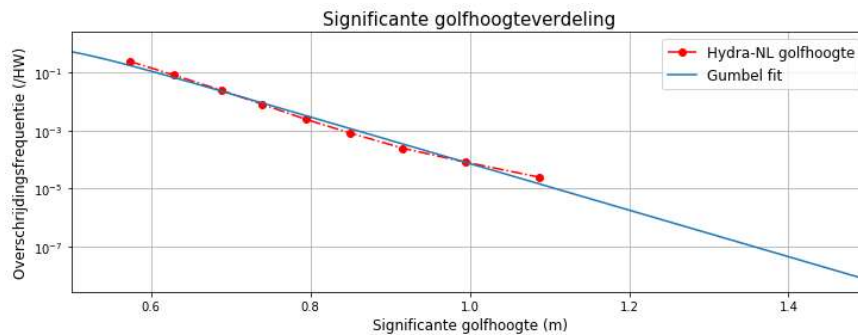
De beschouwde dijk in deze case is een schaaldijk (zonder voorland) van klei met het profiel volgens Figuur 65: een buitentalud met een helling van 1:2.5, een dijkhoogte t.o.v. de buitenteen van 5 meter. De dijk heeft een breedte van drie meter. Ten opzichte van het binnendijks maaiveld heeft de dijk een volume van ruim $73 \text{ m}^3/\text{m}$. Het dijksmateriaal en de Duinkerke kleilaag zijn ongedraineerd aangenomen met $S = \text{logn}(0.33, 0.03)$, $m = \text{logn}(0.9, 0.05)$ en $POP = \text{logn}(27, 9)$. De veenlaag is ongedraineerd aangenomen met $S = \text{logn}(0.45, 0.03)$, $m = \text{logn}(0.9, 0.05)$ en $POP = \text{logn}(12, 4)$. De sterkte S en m van de Duinkerke klei- en de veenlaag (deklaag) zijn gecorreleerd aangenomen alsmede alle POP . De dijk en de deklaag hebben een doorlatendheid van 0.1 m/dag .

29 april 2020, definitief



Figuur 70 Beschouwd dijkprofiel. Buitenwaarts is rechts.

De verdeling van de valsnelheid is als omschreven in Paragraaf 3.3, Figuur 28. De initiële waterstand voor de val is winterstreefpeil op het Markermeer, NAP-0.4 meter. Het polderpeil is gelijkgesteld aan maaiveld. De tijd tussen het initieel hoogwater en het opeenvolgend hoogwater is als omschreven in Paragraaf 3.3, Figuur 31. De verdeling van de golfhoogte (Figuur 67) en de kans op golfoverslag, van belang voor de faalmechanismen tijdens het opeenvolgend hoogwater, zijn berekend met Hydra-NL. Een parametrische Gumbelverdeling is gefit door de golfhoogte voor gebruik in een Monte Carlo analyse.



Figuur 71 Verdeling van de golfhoogte (per jaarlijks hoogwater).

In deze case is slechts één glijvlak beschouwd aangezien het glijvlak met de grootste kans van voorkomen, voor alle beschouwde waterstandsvallen, ook al een volledige afschuiving is (tot kruinverlaging leidt). Oppervlakkige glijcirkels hebben een kleinere kans en ook nog eens meer reststerkte. De bijdrage van oppervlakkige glijvlakken aan de totale faalkans is dus verwaarloosbaar ten opzichte van de bijdrage van een volledige afschuiving.

Voor erosie door golfaanval is een kritiek erosievolume van 5 m³/m aangenomen gegeven een afschuiving. De dijk heeft, als reeds aangegeven, een volume van 73 m³/m. Gegeven een afschuiving is een kruindaling van één meter en een kritiek overslagdebiet van 0.1 l/s/m aangehouden voor erosie door golfoverslag.

9.4.2

Faalkanseis macrostabiliteit buitenwaarts case merengebied

Uitgaande van een trajectnorm van 1/1000 jaar, een faalkansruimte van 4% voor macrostabiliteit en een trajectlengte van 30000 meter is de faalkanseis op doorsnedeniveau

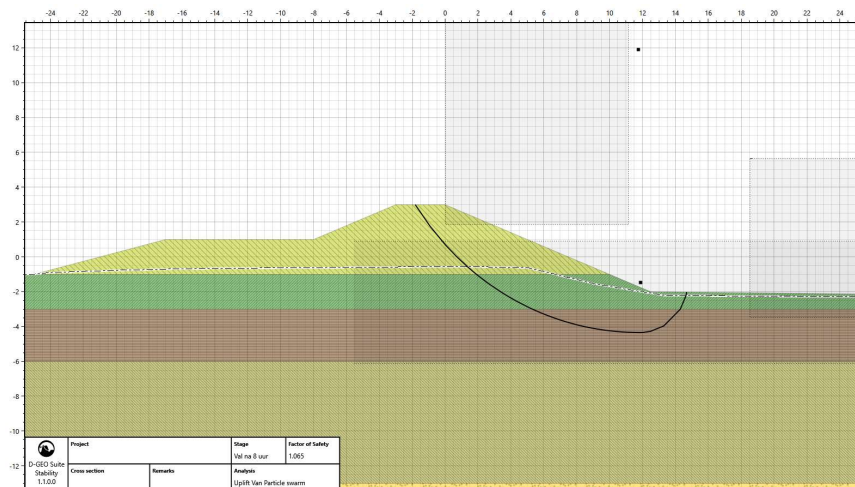
29 april 2020, definitief

gelijk aan $2e-6$ per jaar $(= 0.04 \cdot \frac{1}{1000} / (1 + \frac{0.033 \cdot 30000}{50}))$, zie WBI2017 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017)) en bijbehorende betrouwbaarheidsindex van 4.6. De factor 10 waarmee in het WBI2017 de faalkanseis van macrostabiliteit buitenwaarts is verlicht (Paragraaf 1.3), is voor de semi-probabilistische gedetailleerde toets van het WBI2017, Paragraaf 9.4.3, meegenomen in de berekende faalkans in plaats van in de faalkanseis. Voor de probabilistische beschouwing met faalpaden, Paragraaf 9.4.4, is deze factor 10 niet relevant omdat de vervolgekans al in het faalpad worden meegenomen.

9.4.3

Bepaling overstromingskans semi-probabilistisch case merengebied conform WBI2017

De kans op een buitenwaartse afschuiving is bepaald met een deterministische berekening met karakteristieke waarden voor de sterkte eigenschappen en een val met een overschrijdingsfrequentie van 1/1000 jaar (getalsmatig gelijk aan de trajectnorm) berekend. De freatische lijn is (met D-Geo flow) tijdsafhankelijk berekend, rekening houdend met het waterstandsverloop tot aan de val als omschreven in Paragraaf 9.4.1. De doorlatendheid van het dijkmateriaal is als reeds aangegeven 0.1 m/dag. De maatgevende glijcirkel met een stabiliteitsfactor van 1.06 is weergegeven in Figuur 68.



Figuur 72 Maatgevende glijcirkel voor val met een overschrijdingsfrequentie van 1/1000 jaar vanaf streefpeil. De waterspanningen zijn bepaald met D-Geo flow ($k = 0.1$ m/dag). De stabiliteitsfactor is gelijk aan 1.06. Buitenwaarts is rechts.

De gevonden stabiliteitsfactor van 1.21 komt overeen met een faalkans van $4e-5$ per jaar en betrouwbaarheidsindex van $3.9 (= (\frac{1.06}{1.06} - 0.41) / 0.15)$. Deze kans is met een factor 10 (de in het WBI geïmpliceerde kans op een overstroming gegeven een buitenwaartse afschuiving) verlaagd tot $4e-6$ per jaar. Er wordt net niet voldaan aan de faalkanseis van $2e-6$ per jaar (Paragraaf 9.4.2).

9.4.4

Bepaling overstromingskans probabilistisch met faalpaden case merengebied

De drie knopen uit de gebeurtenissenboom, Figuur 64, zijn in deze paragraaf achtereenvolgens uitgewerkt en vervolgens gecombineerd in de gebeurtenissenboom.

9.4.4.1

Kans op een afschuiving case merengebied

De kans op een afschuiving is conditioneel op de belasting (val) berekend met de methodiek als omschreven in Paragraaf 6.1.2. In de conditionele kansen zit de onzekerheid van de sterkte-eigenschappen (Paragraaf 9.4.1) verwerkt. In tegenstelling tot het bovenrivierengebied is de fragility curve ééndimensionaal, met val op de horizontale as.

29 april 2020, definitief

Vervolgens zijn de conditionele kansen uitgeïntegreerd met de methodiek als in Paragraaf 6.2.2. De kans op het aantal afschuivingen is bepaald met de methodiek als omschreven in Paragraaf 6.4.1. Voor de vervolgnopen wordt het karakteristiek aantal afschuivingen aangehouden. De kansen en aantal afschuivingen zijn opgenomen in Tabel 14. De probabilistisch berekende faalkans, $7e-5$, is vergelijkbaar met de semi-probabilistisch berekende faalkans ($4e-5$).

Tabel 14 De kans op een volledige afschuiving, case merengebied.

	Volledige afschuiving (vrij glijvlak & <3 m kruin na afschuiving)
Betrouwbaarheidsindex afschuiving, β_{afsch} (P_{afsch}) per jaar	$P(Z_{vol.afsch.} < 0) = 7 \cdot 10^{-5}$ $\beta = 3.8$
Invloed van de belasting (%)	6%
Aantal afschuivingen (karakteristieke waarde)	1

9.4.4.2 Kans op een opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel case merengebied

De hersteltijd is afhankelijk van de grootte van de afschuiving en het aantal afschuivingen. In dit geval beschouwen we één volledige afschuiving (Tabel 14). De hersteltijd is één dagen tot twee weken (Tabel 11). De kans op een belasting voor herstel is berekend als omschreven in Paragraaf 7.2, met de kansverdeling uit Figuur 31. De kans op een opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel, 7%, is opgenomen in Tabel 15.

Tabel 15 Kans op belasting voor herstel, case merengebied.

	Volledige afschuiving
Aantal afschuivingen (karakteristieke waarde)	1
Hersteltijd (dagen)	unif(2, 14)
Tijd tussen afschuiving en opeenvolgende belastinggebeurtenis (dagen)	logn(267,897)
Kans op opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel	<p>$P(Z_{herstel} < 0) = 0.07$</p>

29 april 2020, definitief

9.4.4.3 Vervolgmechanismen case merengebied

De beschouwde vervolgmechanismen zijn erosie buitenwaarts door golfaanval en erosie binnenwaarts door golfoverslag of overloop.

Erosie buitenwaarts door golfaanval

De kans op erosie door golfaanval gegeven een volledige buitenwaartse afschuiving die niet hersteld is, is gelijk aangenomen aan de kans op meer dan 5 m³/m erosie. Deze kans is berekend met Monte-Carlo en de onderstaande vergelijking.

$$P(Z_{erosie\ bu} < 0 | (V.af.)) = P((\Delta V_{e,crit} - \Delta V_e) < 0 | (V.af.)) = P((10 - \Delta V_e) < 0) = 1 \cdot 10^{-2} / \text{hoogwater}$$

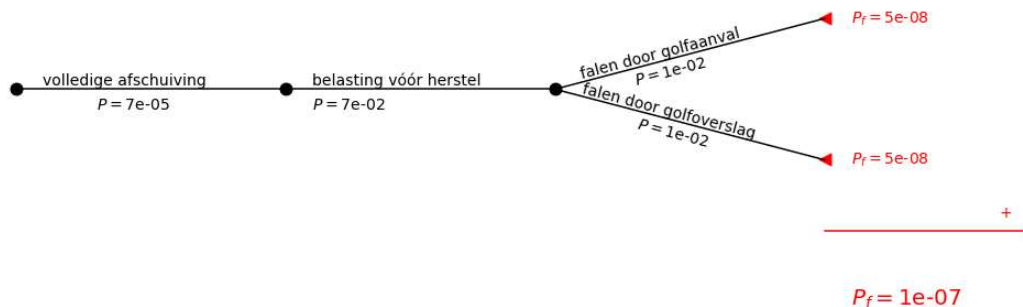
Erosie binnenwaarts door golfoverslag/overloop

De kans op erosie door golfoverslag gegeven een volledige buitenwaartse afschuiving die niet herstelt is, is gelijk aan de kans op een overslagdebiet van meer dan 0.1 l/s/m bij een één meter verlaagde kruin. Deze kans is berekend met Hydra-NL, volgens de onderstaande vergelijking.

$$P(Z_{erosie\ bi} < 0 | (V.af.)) = P((q_{crit} - q) < 0) = P((0.1 - q) < 0) = 1 \cdot 10^{-2} / \text{hoogwater}$$

9.4.4.4 Gecombineerd case merengebied

De kansen op een afschuiving, op een opeenvolgende belasting voordat herstel is en ten slotte falen door een vervolgmechanisme tijdens de opeenvolgende belasting zijn gecombineerd. De betreffende faalpaden zijn opgenomen in Figuur 78.



Figuur 73 Ingevulde faalpaden uit de gebeurtenissenboom, Figuur 64. De som van de kansen op de faalpaden is de totale faalkans.

Door de reststerkte (laatste knoop) wordt voldaan aan de faalkanseis van 2e-6.

9.4.5 Conclusie case merengebied

De semi-probabilistische en probabilistische stabiliteitsberekening hebben een vergelijkbare betrouwbaarheidsindex als resultaat (β 3.9 vs. 3.8). De kans op belasting vóór herstel (10% vs. 7%) is ook vergelijkbaar. Met reststerkte wordt de faalkans nog twee ordes van grootte verkleind. Probabilistisch met faalpaden voldoet de case aan de gestelde faalkanseis behorende bij een traject van 30 km met een trajectnorm van 1/1 000 jaar. De probabilistisch berekende overstromingskans is een factor 20 kleiner dan de eis en een factor 40 kleiner dan de semi-probabilistisch berekende overstromingskans.

De case betreft een schaaldijk met een relatief diepe ligging van de buitenteen ten opzichte van streefpeil. Voor een hoger gelegen buitenteen zal het scenario val nar een extreem laagwater minder relevant zijn. Ook zijn de waterstandsvallen in het zuidwesten van het Markermeer relatief extreem in vergelijking met de rest van het merengebied.

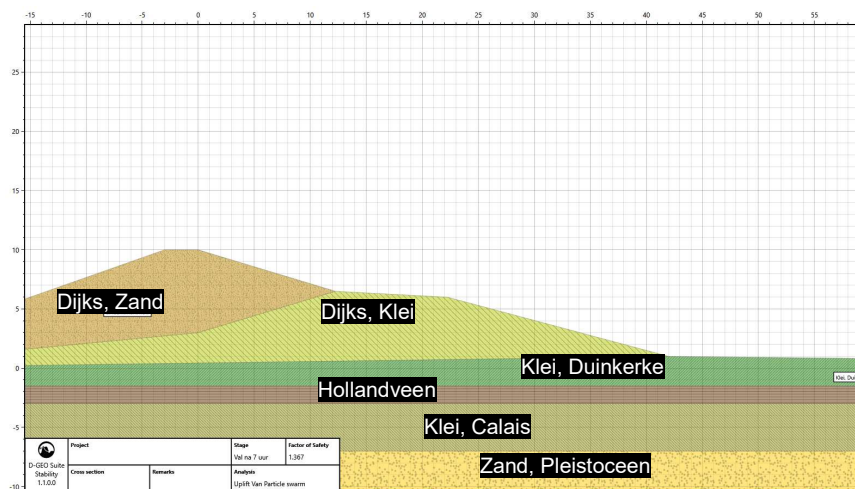
29 april 2020, definitief

9.5 Case kustgebied

In deze paragraaf is een case voor het kustgebied uitgewerkt. Achtereenvolgens zijn in deze paragraaf de situatieschets, faalkansen, semi-probabilistische beschouwing volgens het WBI2017, probabilistische beschouwing met faalpaden en tot slot een conclusie opgenomen.

9.5.1 Situatieschets van de case kustgebied

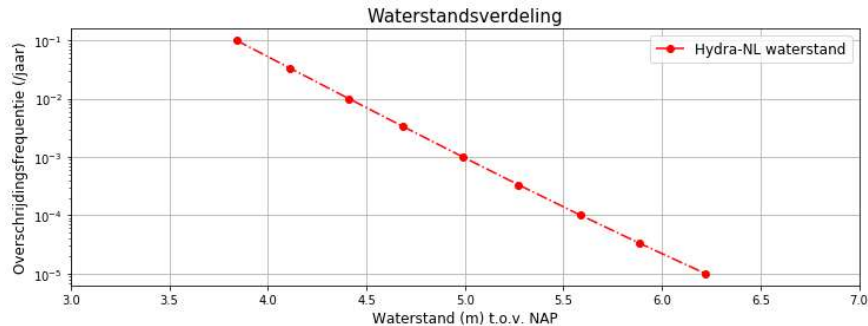
De beschouwde dijk in deze case is een dijk met buitenberm met het profiel volgens Figuur 70: een buitentalud met een helling van 1:3.5 van het boventalud en 1:4 van het benedentalud, een 10 meter berm met 1:20 helling en een dijkhoogte t.o.v. de buitenteen van 9 meter. De kruin van de dijk heeft een breedte van drie meter. De berm van de dijk is een oude kleikern, de binnendijkse dijkversterking is van zand. Ten opzichte van het binnendijks maaiveld heeft de dijk een volume van ruim 400 m³/m (waarvan ruim 1/3 deel zand). Het dijkmateriaal is gedraineerd aangenomen met $\phi = \text{logn}(32,3.2)$. De deklaag is ongedraineerd aangenomen (klei: $S = \text{logn}(0.3,0.03)$, $m = \text{logn}(0.9,0.05)$ en $POP = \text{logn}(27,9)$; veen: $S = \text{logn}(0.42,0.04)$, $m = \text{logn}(0.9,0.05)$ en $POP = \text{logn}(12,4)$). De sterkte-eigenschappen van de deklaag (veen en klei) zijn gecorreleerd aangenomen. De oude kleidijk en de deklaag hebben een doorlatendheid van 0.1 m/dag. De nieuwe zandaanvulling heeft een doorlatendheid van 10 m/dag.



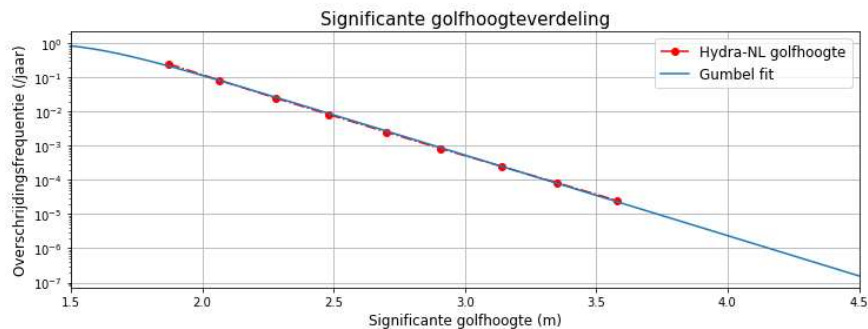
Figuur 74 Beschouwd dijkprofiel kustgebied. Buitenwaarts is rechts.

De verdeling van de valsnelheid is als omschreven in Paragraaf 3.4, Figuur 41. De kansverdelingen van de waterstand (Figuur 75) en golfhoogte (Figuur 76) en de kans op golfoverslag bij een één meter verlaagde kruin, zijn berekend met Hydra-NL. Een parametrische verdeling is gefit door de golfhoogte voor gebruik in een Monte Carlo analyse.

29 april 2020, definitief



Figuur 75 Verdeling van de waterstand (per jaar).



Figuur 76 Verdeling van de golfhoogte (per jaar).

In deze case is slechts één glijvlak beschouwd aangezien het glijvlak met de grootste kans van voorkomen, voor de frequente waterstanden/vallen (t/m 1/10 000 jaar) beschouwde waterstandsvallen, ook al een volledige afschuiving is (tot kruinverlaging leidt). Gezien de waterstandsafhankelijkheid (Tabel 16), zijn de minder frequente waterstanden/vallen niet relevant. Oppervlakkige glijvlakken hebben een kleinere kans en ook nog eens meer reststerkte. De bijdrage van oppervlakkige glijvlakken aan de totale faalkans is dus verwaarloosbaar ten opzichte van de bijdrage van een volledige afschuiving.

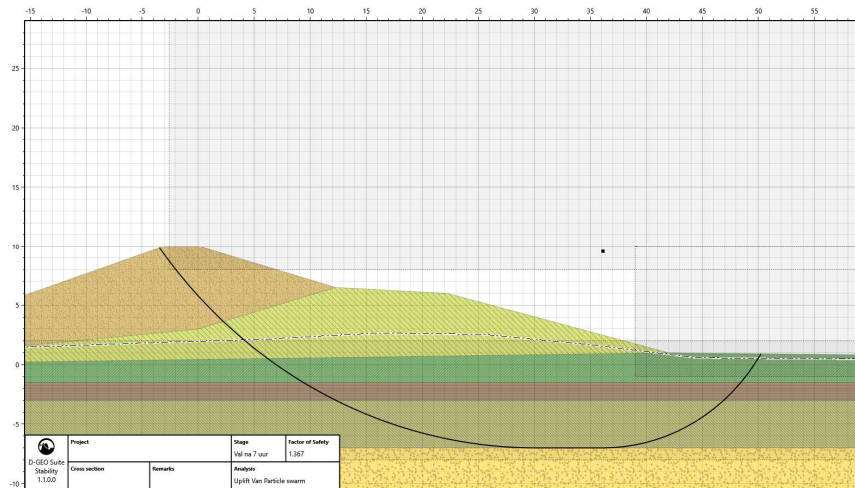
Voor erosie door golfaanval is een kritiek erosievolume van 10 m³/m aangenomen gegeven een afschuiving. De dijk heeft, als reeds aangegeven, een volume van grofweg 400 m³/m. Gegeven een afschuiving is een kruindaling van één meter en een kritiek overslagdebiet van 0.1 l/s/m aangehouden voor erosie door golfoverslag.

9.5.2 Faalkanseis macrostabiliteit buitenwaarts case kustgebied
 Uitgaande van een trajectnorm van 1/10 000 jaar, een faalkansruimte van 4% voor macrostabiliteit en een trajectlengte van 30 000 meter is de faalkanseis op doorsnedeniveau gelijk aan $2 \cdot 10^{-6}$ per jaar $(= 0.04 \cdot \frac{1}{10000} / (1 + \frac{0.033 \cdot 30000}{50}))$, zie WBI2017 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017)) en bijbehorende betrouwbaarheidsindex van 5.1. De factor 10 waarmee in het WBI2017 de faalkanseis van macrostabiliteit buitenwaarts is verlicht (Paragraaf 1.3), is voor de semi-probabilistische gedetailleerde toets van het WBI2017, Paragraaf 9.5.3, meegenomen in de berekende faalkans in plaats van in de faalkanseis. Voor de probabilistische beschouwing met faalpaden, Paragraaf 9.5.4, is deze factor 10 niet relevant omdat de vervolgcansen al in het faalpad worden meegenomen.

9.5.3 Bepaling overstromingskans semi-probabilistisch case kustgebied conform WBI2017
 De kans op een buitenwaartse afschuiving is bepaald met een semi-probabilistische berekening met karakteristieke waarden voor de sterkte eigenschappen en een

29 april 2020, definitief

piekwaterstand en val met een overschrijdingsfrequentie van 1/10 000 jaar (getalsmatig gelijk aan de trajectnorm) berekend. De freatische lijn is (met D-Geo flow) tijdsafhankelijk berekend, rekening houdend met het waterstandsverloop tot aan de val als omschreven in Paragraaf 9.5.1. De doorlatendheid van het oude dijksmateriaal is als reeds aangegeven 0.1 m/dag. De maatgevende glijcirkel met een stabiliteitsfactor van 1.36 is weergegeven in Figuur 77.



Figuur 77 Maatgevende glijcirkel voor piekwaterstand met val (overschrijdingsfrequentie 1/10 000 jaar). De stabiliteitsfactor is gelijk aan 1.36. Buitenwaarts is rechts.

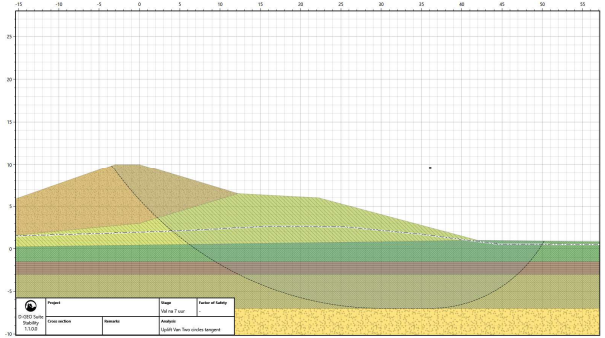
De gevonden stabiliteitsfactor van 1.36 komt overeen met een faalkans van $3e-9$ per jaar en betrouwbaarheidsindex van $5.8 (= \frac{1.21}{1.06} - 0.41) / 0.15$. Deze kans is met een factor 10 (de in het WBI geïmpliceerde kans op een overstroming gegeven een buitenwaartse afschuiving) verlaagd tot $3e-10$ per jaar. Er wordt voldaan aan de faalkanseis van $2e-7$ per jaar (Paragraaf 9.5.2).

9.5.4 Bepaling overstromingskans probabilistisch met faalpaden case kustgebied
De drie knopen uit de gebeurtenissenboom, Figuur 64, zijn in deze paragraaf achtereenvolgens uitgewerkt en vervolgens gecombineerd in de gebeurtenissenboom.

9.5.4.1 *Kans op een afschuiving case kustgebied*
De kans op een afschuiving is conditioneel op de belasting (combinatie waterstand en val) berekend met de methodiek als omschreven in Paragraaf 6.1.2. In de conditionele kansen zit de onzekerheid van de sterkte-eigenschappen (Paragraaf 9.5.1) verwerkt. In tegenstelling tot het bovenrivierengebied is de fragility curve ééndimensionaal omdat de val en waterstand als volledig afhankelijk zijn aangenomen. Vervolgens zijn de conditionele kansen uitgeïntegreerd met de methodiek als in Paragraaf 6.2.2. De kans op het aantal afschuivingen is bepaald met de methodiek als omschreven in Paragraaf 6.4.1. Voor de vervolgnoppen wordt het karakteristiek aantal afschuivingen aangehouden. De kansen en aantal afschuivingen zijn opgenomen in Tabel 16.

29 april 2020, definitief

Tabel 16 De kans op een oppervlakkige en volledige afschuiving, case kustgebied.

	Volledige afschuiving (vrij glijvlak & <3 m kruin na afschuiving)
	
Betrouwbaarheidsindex afschuiving, β_{af} (P_{af}) per jaar	$P(Z_{vol.afsch.} < 0) = 4 \cdot 10^{-11}$ $\beta = 6.5$
Invloed van de belasting (%)	<1%
Aantal afschuivingen (karakteristieke waarde)	1

9.5.4.2 *Kans op een opeenvolgende belastinggebeurtenis voor herstel case kustgebied*
 Voor het kustgebied is niet uitgegaan van een mogelijkheid tot herstel. Er is aangenomen dat een grote val gecorreleerd is aan de jaarlijkse stormconditie en de bijbehorende jaarlijkse golfconditie in het volgende hoogwater nog steeds aanwezig is. Dit is conservatief.

9.5.4.3 *Vervolgmechanismen case kustgebied*
 De beschouwde vervolgmechanismen zijn erosie buitenwaarts door golfaanval en erosie binnenwaarts door golfoverslag of overloop.

Erosie buitenwaarts door golfaanval

De kans op erosie door golfaanval gegeven een oppervlakkige buitenwaartse afschuiving die niet hersteld is, is gelijk aangenomen aan de kans op meer dan 10 m³/m erosie. Deze kans is berekend met Monte-Carlo en de onderstaande vergelijking.

$$P(Z_{erosie bu} < 0 | (V.af.)) = P((\Delta V_{e,crit} - \Delta V_e) < 0 | (V.af.)) = P((10 - \Delta V_e) < 0) = 1 \cdot 10^0 / \text{hoogwater}$$

Erosie binnenwaarts door golfoverslag/overloop

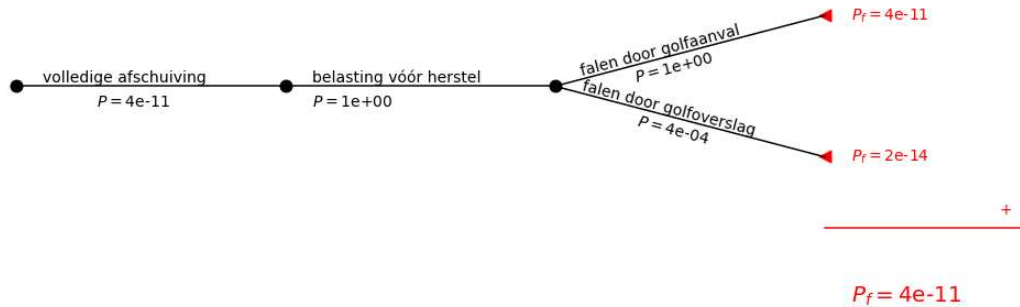
De kans op erosie door golfoverslag gegeven een volledige buitenwaartse afschuiving die niet herstelt is, is gelijk aan de kans op een overslagdebiet van meer dan 0.1 l/s/m bij een één meter verlaagde kruin. Deze kans is berekend met Hydra-NL, volgens de onderstaande vergelijking.

$$P(Z_{erosie bi} < 0 | (V.af.)) = P((q_{crit} - q) < 0) = P((0.1 - q) < 0) = 4 \cdot 10^{-4} / \text{hoogwater}$$

9.5.4.4 *Gecombineerd case kustgebied*

De kansen op een afschuiving, op een opeenvolgende belasting voordat herstel is en ten slotte falen door een vervolgmechanisme tijdens de opeenvolgende belasting zijn gecombineerd. De betreffende faalpaden zijn opgenomen in Figuur 78.

29 april 2020, definitief



Figuur 78 Ingevulde faalpaden uit de gebeurtenissenboom, Figuur 64. De som van de kansen op de faalpaden is de totale faalkans.

Er wordt ruim voldaan aan de faalkanseis van $2e-7$.

9.5.5

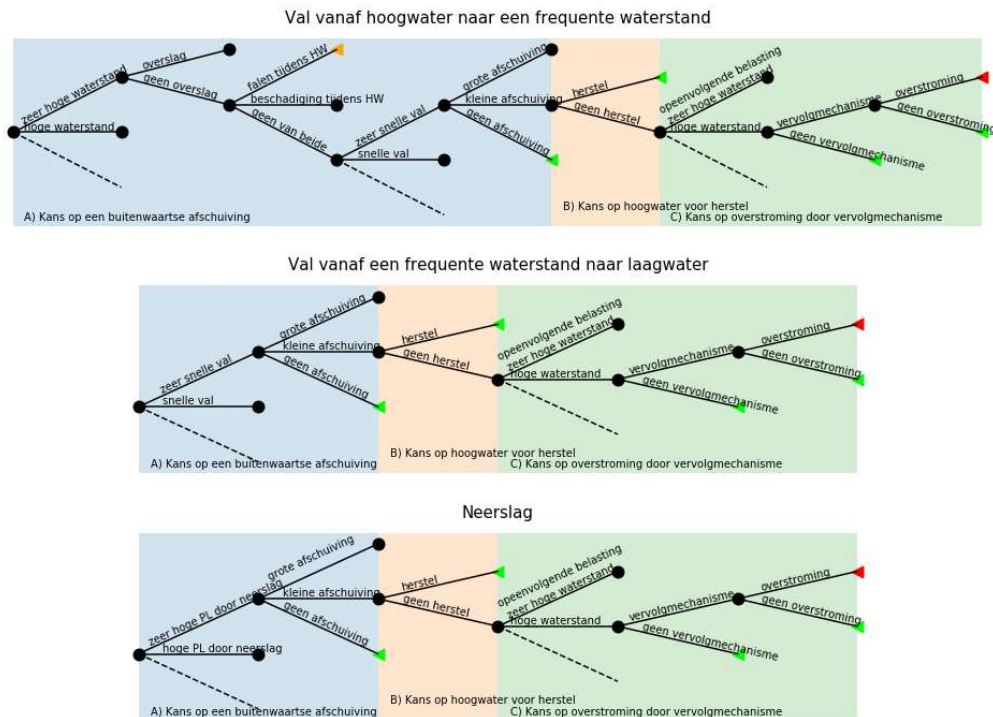
Conclusie case kustgebied

De semi-probabilistische en probabilistische stabiliteitsberekening hebben een vergelijkbare betrouwbaarheidsindex als resultaat (β 5.8 vs. 6.5). Daarna is aangenomen dat een grote val (en dus de afschuiving) gecorreleerd is aan de jaarlijkse stormconditie en (conservatief) aangenomen dat de bijbehorende jaarlijkse golfconditie in het volgende hoogwater (enkele uren later) nog steeds aanwezig is. Er wordt zodoende geen sterkte ontleent aan de laatste twee knopen in het faalpad. Aangezien de kans op een afschuiving voldoende klein is, is optimalisatie hier niet noodzakelijk. Semi-probabilistisch en probabilistisch met faalpaden voldoet de case ruim aan de gestelde faalkanseis behorende bij een traject van 30 km met een trajectnorm van 1/10 000 jaar.

10 Conclusies en aanbevelingen

10.1 Conclusies

In dit rapport is het faalpad vanaf een dagelijkse situatie via een buitenwaartse afschuiving tot een overstroming kwalitatief en (voor drie cases) kwantitatief uitgewerkt. De focus is gelegd op de hydraulische randvoorwaarden en de bijbehorende waterspanningen in de dijk, de hersteltijd en het faalpad vanaf een buitenwaartse afschuiving tot een overstroming. Voor drie scenario's die tot overstroming door een buitenwaartse afschuiving kunnen leiden is de gebeurtenissenboom weergegeven in Figuur 79. Deze bestaat grofweg uit de volgende onderdelen: A) de kans op een buitenwaartse instabiliteit als gevolg van een belasting, B) de kans op een hoogwater gedurende de hersteltijd en C) de kans op falen van de kering gegeven een belasting in de hersteltijd. Een aanbeveling van dit rapport is om in ontwerp-/beoordeling-trajecten expliciet een zo compleet mogelijke gebeurtenissenboom op te nemen en aan te geven waar wel en waar geen rekening mee gehouden wordt. Het expliciet maken van de gebeurtenissenboom van macrostabiliteit buitenwaarts, met bij voorkeur een (groeve) kwantitatieve uitwerking, kan een belangrijke bijdrage leveren aan de discussie omtrent dit mechanisme.



Figuur 79 Gebeurtenissenbomen van drie scenario's die tot overstroming door een buitenwaartse afschuiving kunnen leiden. De groene eindpunten betekenen geen overstroming. De rode eindpunten betekenen een overstroming door macrostabiliteit buitenwaarts. Falen tijdens hoogwater voorafgaand aan de val kan leiden tot een overstroming, maar dit is geen falen door macrostabiliteit buitenwaarts en is verdisconteerd onder de faalkansen van een ander mechanisme (oranje eindpunt).

In dit rapport zijn de reeds opgetreden waterstandsvallen in het bovenrivieren-, meren- en kustgebied beschouwd. Hier is de kwantificering van de val tijdsafhankelijk bepaald met *intensiteit-duur-frequentie-curves*, aangezien niet vooraf bekend is op welk moment na het

29 april 2020, definitief

begin van de val de randvoorwaarden voor een buitenwaartse afschuiving het ongunstigst zijn. Het resultaat hiervan is een gezamenlijke kansverdelingsfunctie van de belasting, welke net als voor andere mechanismen nodig is voor het maken van een faalkansschatting. Een aanbeveling van dit rapport is om in ontwerp-/beoordelingstrajecten met gemeten of synthetische reeksen een analyse te doen op de statistiek van de val(snelheden). Daarnaast kan het expliciet maken van reeds opgetreden waterstandsvallen en de bijbehorende opeenvolgende belastinggebeurtenissen een belangrijke bijdrage leveren aan de discussie omtrent het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts. De kwantificering van de waterstandsval in dit rapport is specifiek voor de betreffende cases in dit rapport en moet in de diverse ontwerpprojecten op soortgelijke wijze worden afgeleid.

In dit rapport zijn ook voor het eerst, voor zover bekend bij de auteurs, probabilistische stabiliteitsbeschouwingen voor macrostabiliteit buitenwaarts uitgevoerd. Hiervoor is een methode ontwikkeld waarbij eerst een zogenaamde fragility curve op wordt gebouwd voor een buitenwaartse afschuiving (met inachtneming van valsnelheid, val en duur). De fragility curve wordt vervolgens gecombineerd met de gezamenlijke kansverdelingsfunctie van de belasting, om zo de kans op een buitenwaartse afschuiving te bepalen. Zodoende hoeft voor macrostabiliteit buitenwaarts geen gebruik meer te worden gemaakt van de kalibratiestudie van macrostabiliteit binnenwaarts, zoals momenteel het geval is in het WBI2017. In de berekende cases is de probabilistische berekende kans op een afschuiving gelijk aan of enkele tot meerdere ordes van grootte kleiner dan de semi-probabilistische kans op een afschuiving.

Eén van de bijkomende voordelen van de probabilistische stabiliteitsbeschouwing is dat er een indicatie van het aantal afschuivingen in het traject kan worden gegeven. Voor het maken van een inschatting van de hersteltijd is dit van belang. De probabilistische berekeningen in dit rapport zijn wel gemaakt met de nodige aannames, versimpelingen en de grofheid behorende bij een verkenning. Belangrijkste versimpelingen zijn het niet meenemen van de onzekerheid van de doorlatendheid, de onzekerheid van de neerslag en de infiltratie door golfoverslag. Een aanbeveling van dit rapport is om dit in een vervolgtraject wel te beschouwen. Hetzelfde geldt voor het gebruikte materiaalmodel van de grond (buiten de scope van deze verkenning).

De tijd tot de opeenvolgende belastinggebeurtenis en de tijd tot herstel zijn gecombineerd tot een kans op een (opeenvolgende) belastinggebeurtenis vóór herstel. In het WBI2017 is deze kans op belasting vóór herstel vastgesteld op 10%. De hersteltijden die in het kader van dit rapport vanuit de praktijk zijn opgehaald bieden perspectief om deze kans te optimaliseren. Als vermeld is voor de inschatting van de hersteltijd het aantal verwachte afschuivingen van belang. Een aanbeveling van dit rapport is om in ontwerp-/beoordelingstrajecten deze hersteltijd op vergelijkbare wijze te kwantificeren met de betreffende beheers-/calamiteitenorganisatie van het dijktraject. Zonder inzicht in de hersteltijd is de 10% kans op een opeenvolgende belasting vóór herstel niet te optimaliseren. In de berekende cases is de kans op een opeenvolgende belasting gelijk aan (merengebied) of één à twee ordes van grootte kleiner (rivierengebied) dan de 10% uit het WBI2017. In het kustgebied is geen rekening gehouden met de mogelijkheid tot herstel.

De sterkte die de dijk nog heeft tijdens de opeenvolgende belasting is reststerkte in het WBI2017 en wordt in het WBI2017 nog niet meegenomen in de bepaling van de overstromingskans. Bij een buitenwaartse afschuiving is in ieder geval de bekleding afgeschoven en wordt gegeven een opeenvolgende belasting vóór herstel dus voldaan aan de faaldefinitie van bekleding buitenwaarts. Door het wél meenemen van deze reststerkte kan de kans op een overstroming met ordes van grootte worden verkleind. Daarbij wordt opgemerkt dat het in deze studie gebruikte model nog niet breed geaccepteerd is en verder

29 april 2020, definitief

onderzoek nodig heeft. Dit kan grote besparingen betekenen voor de diverse dijkversterkingsprojecten. De laatste twee knopen in de gebeurtenissenbomen in Figuur 79 representeren deze reststerkte. Het vraagstuk omtrent het kwantificeren en eventueel meenemen van reststerkte is niet alleen van toepassing voor het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts, maar kan voor macrostabiliteit buitenwaarts wel relatief effectief zijn omdat het opeenvolgende hoogwater niet per se een zeer extreme belastinggebeurtenis is. Voor andere mechanismen, zoals falen van de grasbekleding door golfoverslag, is aangekomen bij de knoop reststerkte wel al bekend dat het een zeer extreme belastinggebeurtenis is. Een aanbeveling van dit rapport is om deze reststerkte, eventueel met conservatieve uitgangspunten, wel te kwantificeren en verder onderzoek hiernaar uit te voeren. In de berekende cases (merengebied en rivierengebied) kan de overstromingskans met meerdere ordes van grootte verkleind worden door het meenemen van deze reststerkte. In de case voor het kustgebied is geen winst behaald door het meenemen van reststerkte. Door de kleine kans op een buitenwaartse afschuiving in het kustgebied (flauwe buitentaluds) is optimalisatie van de modelering van de reststerkte in het kustgebied waarschijnlijk ook niet nodig.

10.2 Aanbevelingen voor ontwerpprojecten

Als deels reeds vermeld in de conclusies zijn de aanbevelingen van dit rapport voor de ontwerpprojecten om:

1. De faalpaden die leiden tot een overstroming door een buitenwaartse afschuiving zo compleet mogelijk op te stellen, om vervolgens beredeneerd te kunnen versimpelen (Hoofdstuk 2).
2. Het vallen van de waterstand of de opbolling door neerslag te kwantificeren en illustreren met eventuele opgetreden waterstandsvallen en/of neerslagevents (Hoofdstuk 3 en 4).
3. De hersteltijd van de buitenwaartse afschuiving expliciet te maken met de experts van de betreffende beheers- of calamiteitenorganisaties (Bijlage A). Eventueel kan aan de hersteltijd een grote onzekerheid worden toegekend. Om tot een goede inschatting van de hersteltijd te komen moet het voor de experts wel duidelijk zijn wat de situatie is. In andere woorden, om hoeveel afschuiving hebben we het, zijn het slechts beperkte of zijn het volledige afschuivingen en moet hersteld worden tijdens een stormsituatie? De hersteltijd kan ook als ontwerpparameter worden gehanteerd.
4. Expliciet een keuze te maken om reststerkte wel of niet mee te nemen. Bij voorkeur wordt de reststerkte voor macrostabiliteit buitenwaarts (Hoofdstuk 8) dusdanig meegenomen zodat onrealistische faalpaden worden uitgesloten. Na bijvoorbeeld een oppervlakkige buitenwaartse afschuiving, vóór herstel gevolgd door een relatief laag opeenvolgend hoogwater met nauwelijks golfslag, verwachten we geen overstroming.

10.3 Aanbevelingen voor een vervolgtraject

Gezien de verwachte besparingen is de aanbeveling van deze verkenning om het traject om tot een optimalisatie voor macrostabiliteit te komen voort te zetten. Als deels reeds vermeld in de conclusie zijn de aanbeveling van dit rapport voor een mogelijk vervolgtraject om:

5. Cases in dijkversterkingsprojecten uit te werken om ervaring op te doen met de in dit rapport omschreven aanpak en om vervolgens generieke kwantitatieve conclusies te kunnen trekken.
6. Het verfijnen van de probabilistische berekeningen door het expliciet maken van de onzekerheid in de doorlatendheid en neerslag. Voor het expliciet maken is een uitgebreide analyse van waterspanningsmetingen in het dijklichaam cruciaal.

29 april 2020, definitief

7. Ervaringen te verzamelen in een werkwijzer.

In bredere context zijn voor macrostabiliteit buitenwaarts, en ook andere faalmechanismen, de volgende onderzoeken waardevol:

8. Het beschouwen van het materiaalgedrag van de grond in de onverzadigde zone en de toplaag van de dijk. Welk materiaalmodel gebruiken we hier bij voorkeur? Gedraineerd? Ongedraineerd? Met een minimale sterkte in de toplaag?
9. Het kwantificeren van de reststerkte. Onder andere erosie door golfaanval, erosie door kliferosie, erosie van het kernmateriaal en bresgroei. De ervaring met de beschikbare modellen voor deze mechanismen is momenteel beperkt. Aanbeveling van dit rapport is hierin te investeren.

29 april 2020, definitief

Referenties

1. Berg, Frans van den (2020). Aanneمة ontdek- en hersteltijd STBU. Deltares memo, kenmerk 11204873-002-GEO-0002, 15 april 2020;
2. Deltares (2018). D-Geo Flow. D-Geo Flow in Delta Shell. User Manual. Version: 1.0.1 SVN Revision: 52614 January 19, 2018;
3. Departement van Waterstaat (1917). Verslag van het voorgevallene op de Nederlandsche rivieren in den winter van 1916 op 1917.
4. Duinen, Alexander van (2016). Vervorming van een waterkering in relatie tot sterkte van grond. Deltares memo, kenmerk 1220077-005-HYE-0013, maart 2016;
5. Ham, Geeralt van den (2020). Faalpadenanalyse macrostabiliteit binnenwaarts. Deltares rapport, kenmerk 11203719-027-GEO-0001, Versie 0.1, 31 december 2019, concept;
6. Hart, Robert 't (2018). Fenomenologische beschrijving. Faalmechanisme WBI. Deltares rapport, kenmerk 11200547-007-GEO-0005, versie C5, mei 2018;
7. Hoven, André van (2014). Residual dike strength after macro-instability. WTI 2017. Deltares rapport, kenmerk 1207811-013-HYE-0001, Version 1, 23 April 2014, final;
8. Jongejan, Ruben (2019) Probabilistische analyse macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), d.d. 2 april 2019;
9. Kanning, Wim & Timo Schweckendiek (2016). Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating. Deltares rapport, kenmerk 1230090-032-GEO-0016, 29 november 2016, definitief;
10. Kanning, Wim, Ana Teixeira, Mark van der Krogt & Katharina Rippi (2017). Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability. Deltares rapport, kenmerk 1230086-009-GEO-0030, 28 April 2017, final;
11. Kaste, Dorothea (2016). Documentatie van het rekenmodel voor de reststerkte van een dijk. Deltares document, kenmerk: 1209832-010-HYE-0003, 4 november 2016, concept;
12. Kennisplatform Risicobenadering (2019). Discussiestuk: Omgang met buitenwaartse stabiliteit (STBU) in het rivierengebied, KPR, 8 februari 2019;
13. Klein Breteler, M., A. Capel, G. Kruse, G.C. Mourik en D.L. Kaste (2012). Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven - SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven. Deltares rapport, kenmerk 1204200-008, mei 2012.
14. MINH NHAT Le, Yasuto TACHIKAWA, and Kaoru TAKARA (2006). Establishment of Intensity-Duration-Frequency Curves for Precipitation in the Monsoon Area of Vietnam. Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 49 B, 2006;
15. Ministerie van Infrastructuur en Milieu (2017). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017. Bijlage III Sterkte en veiligheid;
16. Mourik, G.C. (2015). Prediction of the erosion velocity of a slope of clay due to wave attack. WTI-2017. Deltares rapport, kenmerk 1209437-017-HYE-0003, 5 January 2015, final;
17. Rechteren, J.H. van (1850). Verhandelingen over den staat van den Rijn, de Waal, de Maas en den IJssel en de langs deze rivieren gelegen polders, benevens middelen tot verbetering derzelve;
18. Rosenbrand, Esther & Knoeff, Han (2020). KvK 2019 onderzoek faalpaden en piping. Deltares rapport, kenmerk 11203719-028-GEO-0009, Versie 0.2, concept;
19. Rosenbrand, Esther (2020a). Toe- en afname van freatische lijn voor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU). Deltares memo, kenmerk 11204873-002-GEO-0003, 16 april 2020;
20. Rosenbrand, Esther (2020b). Analyse waterspanningen. Deltares memo, kenmerk 1204873-002-GEO-0001, 16 april 2020;

29 april 2020, definitief

21. Schweckendiek, Timo, Mark van der Krogt, Ben Rijnveld & Ana Martins Teixeira (2017). Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiliteit. Deltares rapport, kenmerk 11200575-016-GEO-0005, Versie 03, 3 oktober 2017, definitief;
22. Schweckendiek, Timo (2018). WBI Veiligheidsraamwerk Kabels en Leidingen. Generieke uitgangspunten als vertrekpunt voor nadere uitwerking in (pilot) projecten. Deltares rapport, kenmerk 11202225-005-GEO-0001, Versie 01, 28 mei 2018, definitief;
23. Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (2018). De watersnoodmedaille in het Koninkrijk der Nederlanden Fotoatlas. Kenmerk: STOWA 2018-38 ISBN 978.90.5773.806.7;
24. Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (2019). Neerslagstatistiek en -reeksen voor het waterbeheer 2019. ISBN 978.90.5773.860.9;
25. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1994). Water tegen de dijk 1993. De toestand van de rivierdijken tijdens het hoogwater van 1993. Delft, maart 1994;
26. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (2001). Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden;
27. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (2004). Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken. ISBN-90-369-5565-3.



29 april 2020, definitief

A Praktijkervaring hersteltijd

Memo Frans van den Berg: Aanne name ontdek- en hersteltijd.

Memo

Aan

Arno Rozing
Anton van der Meer

Datum

15 april 2020

Ons kenmerk

11204873-002-GEO-0002

Aantal pagina's

1 van 10

Contactpersoon

Frans van den Berg

Doorkiesnummer

+31(0)88 335 7246

E-mail

Frans.vandenBerg@deltares.nl

Onderwerp

Aanname ontdek- en hersteltijd STBU

Inleiding

Momenteel zijn er veel dijkversterkingen in voorbereiding waar het faalmechanisme Macrostabieleit van het buitentalud (STBU) een probleem is. Er worden echter vraagtekens gezet bij de berekende dimensies van de buitenbermen (bij taluds 1:3, bij gebruik van de 'nieuwe' rekenmodellen en gangbare schematisatiekeuzes). Door zowel dijkbeheerders als specialisten wordt getwijfeld aan de noodzaak van forse maatregelen zoals buitenbermen.

In opdracht van de POV-M wordt hiertoe een onderzoek uitgevoerd om aan te geven welke relevante aspecten met betrekking tot STBU dienen te worden onderzocht zodat STBU goed kan worden beoordeeld en er realistische ontwerpen voor STBU kunnen worden gemaakt. Het einddoel is handreiking hoe om te gaan met bepaalde aspecten met betrekking tot STBU in de Actuele Sterkte (AS).

Een van de deelaspecten van dit onderzoek is informatie vergaren over de ontdek- en hersteltijd van de buitenwaartse afschuiving. Hiertoe zijn verschillende interviews gehouden met dijkbeheerders/calamiteitencoördinatoren van waterschappen.

Het doel van deze interview is om een inschatting te maken van de herstel- en ontdektijd. Dit is een noodzakelijk onderdeel voor de bepaling van de *kans op een opeenvolgende belastinggebeurtenis binnen de herstel- en ontdektijd van de buitenwaartse afschuiving*, als onderdeel van de grotere voornoemde studie.

Hiertoe is input verkregen van drie waterschappen/hoogheemraadschappen:

- Waterschap Rivierenland (representatief voor het bovenrivierengebied);
- Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier (representatief voor meren- en kustgebied, met invloed van het getij);
- Waterschap Drents Overijsselse Delta (representatief voor bovenrivieren- en merengebied).

Interview Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier

Dit Interview is gehouden met Theo Reuzenaar, beleidsadviseur waterkeringen en calamiteitenbestrijding, d.d. 19 februari 2020 te Heerhugowaard en is later per mail aangevuld met informatie van Ruud Joosten (adviseur waterkeringen). Het interview is gehouden door Frans van den Berg (Deltares).

Het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier beheert circa 1900 km aan waterkeringen, waarvan 268 km aan primaire keringen (Figuur 1). Deze primaire keringen (waar STBU getoetst dient te worden) liggen voornamelijk rondom Texel, Den Helder- Den Oever (Noordzeekust) en langs het IJsselmeer en het Markermeer. De primaire keringen (dijken) rondom Texel en van Den Helder staan onder invloed van het getij.

HHNK beheert ca. 1900 km waterkeringen.

3 typen waterkeringen:

- primaire waterkeringen (268 km),
- regionale waterkeringen (1096 km) en
- overige waterkeringen (ca. 500 km).



Figuur 1 Waterkeringen van het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier.

Het dagelijks toezicht op de waterkeringen wordt gedaan door ruim 40 gebiedsbeheerders, die elk de zorg dragen voor hun eigen gebied. Het beheer en onderhoud van de waterkeringen wordt gedaan door 2 objectbeheerders primaire keringen en 4 objectbeheerders regionale keringen. Het Hoogheemraadschap heeft in geval van calamiteiten een uitvoeringsdienst die elke dag 24 uur paraat staat. Bij grotere calamiteiten wordt een beroep gedaan op aannemers en loonbedrijven.

Voor hoge waterstanden of extreem weer zijn draaiboeken beschikbaar. De tabel in Figuur 2 geeft een indruk van de opschaling voor de primaire keringen langs de Noord- en Waddenzee.

Fase draaiboek HHNK	Verantwoordelijkheid	Niveau uit landelijk draaiboek	Waterstand in Den Helder in NAP en op basis van het verleden verwacht aantal keren van voorkomen
	Waterveiligheid	0	Normaal, geen sprake van een hoogwatersituatie
Alertfase	Waterveiligheidsteam	1	NAP +1,90 m (tweemaal per jaar)
Alarmfase 1	CBO (WAT, WOL)	2	NAP +2,60 m (eenmaal per zes jaar)
Alarmfase 2	CBO (WOT, WAT)	3	NAP +3,45 m (eenmaal per 100 jaar)
Alarmfase 3	CBO (WBT, WOT, WAT)	Maatgevend Hoog Water	NAP +4,50 m (eenmaal per 10.000 jaar)
Alarmfase 4	CBO (WBT, WOT, WAT)	Zelfde omstandigheden als Alarmfase 3, maar de optredende waterstand is hoger dan de waterstand die is aangehouden voor de norm (toelaatbare jaarlijkse overschrijdingskans).	

Figuur 2 De tabel geeft voor de Noordzee- en Waddenzeekeringen aan bij welke waterstanden welke fase in werking treed en wie er op dat moment verantwoordelijk is.

In de draaiboeken is geregeld welke actie wordt ondernomen en wie dit doet. In geval van hoogwater (zie draaiboeken) worden coupures en kunstwerken gesloten en vanaf alarmfase 1 gaan patrouilles (dijkwacht) de dijk op.

De ontdektijd van een schade is tussen de 0-8 uur. Dit is afhankelijk van of het overdag of 's nachts is. Er komen ook meldingen van externen binnen. In de week na het hoogwater als het water daalt (en er nog steeds kans is op afschuiving buitenwaarts) zijn er minder inspecties. Een inschatting is gemiddeld eenmaal per dag. Vanwege de robuustheid van de waterkering is het risico laag. Bij locaties waarbij waarnemingen met ernstige schades zijn zal vaker gemonitord worden. In dit geval is de ontdektijd 0-12 uur (lage kans).

Op het moment dat de inspecteurs een onregelmatigheid bespeuren, wordt er bepaald in welke klasse deze onregelmatigheid valt. Deze klassen zijn ingedeeld in 1-4, waarbij klasse 1 de meeste urgente is. Hierbij wordt direct actie ondernomen. Deze informatie wordt eerst doorgebeld naar de dienstdoende veldcoördinator voor directe actie en daarna opgeslagen in de Digispectie app. Hier wordt direct de maatregel bepaald en wordt contact opgenomen met de onderhoudsdienst of een aannemer, zodat de bepaalde maatregel kan worden uitgevoerd.

De tijd die aanwezig is tussen het ontdekken van het incident en het informeren van de gebiedsbeheerder is hooguit 10 minuten. Hierna wordt de app "Digispectie" ingevuld met alle relevante gegevens van de ontdekte schade. Het beoordelen van de urgentie van het gemelde schadegeval kan snel gebeuren, tussen 0-1 uur, maar ook hier geldt dat het sterk afhankelijk is van de complexiteit van het schadegeval. Als er meerdere schadegevallen zijn wordt er intern bepaald, welke de hoogste urgentie heeft en deze wordt vervolgens als eerste behandeld. Belangrijk is dat er ook zo spoedig mogelijk waterkeringadviseurs ingeschakeld worden om te toetsen of de maatregel juist is en voor uitvoeringsadviezen.

Het inschatten van de benodigde tijd voor de herstelmaatregel is sterk afhankelijk van het soort maatregel, welke te treffen is en van diverse andere randzaken. Zoals de weersomstandigheden, bereikbaarheid locatie, zijn er meerdere locaties waar maatregelen nodig zijn etc.

Aanvulling Ruud Joosten, adviseur Waterkeringen HHNK per mail d.d.25-2-2020

Ik heb tot nu toe 3 (binnenwaartse) echte afschuivingen meegemaakt. Alle drie ten gevolge van hevige neerslag. De ontdektijd was inderdaad iets van 2-8 uur, we werden gebeld door voorbijgangers. De responstijd was vervolgens niet meer dan 2 uur (voor afzettingen en dergelijke). Herstel duurde enkele weken, zeker omdat de afschuivingen zo groot waren dat er groot materieel nodig was en in twee gevallen discussie ontstond over de oorzaak en vooral de oplossing (aan de provinciale cultuurhistorische monumenten bij Sint Maarten en Broekerhaven, en in één geval bij een dijkversterkingswerk over de kostenverdeling bij de oprit van De Weed).

Ik denk dat je onderscheid moet maken tussen zeedijken en meerdijken/rivierdijken. Bij zeedijken ontdek je tijdens de (maatgevende) storm niets, alleen een volledige doorbraak. Je kunt niet op de dijk komen (dus ook geen dijkwacht lopen of zoiets), niet vanwege de vliegende storm (Beaufort 12+) en ook niet omdat je er helemaal niet kunt komen vanwege door bomen, omgewaaide auto's, stukgewaaide gebouwen en dergelijke geblokkeerde wegen. De ontdektijd is dan 12-48 uur. De respons komt pas als de dijk weer betreedbaar is, na de storm en het hoge water. (Nood)herstel is pas mogelijk als de waterstand weer wat gezakt is én de storm wat geluwd is. Regelmatig volgt er na een stormpiek nog wel een vervolg aan de storm, zie twee weken terug bij de storm Dennis op zondag en de vervolgstorm met heel hoogwater op maandag. Denk dus voor respons en noodherstel aan enkele dagen, eerst moet de echte storm voorbij zijn.

En voor definitief herstel van schades op de lage dijktafels heb ik wel meegemaakt dat dat maanden duurde. Voor nieuw steenzetwerk ter vervanging van de tijdelijk aangebrachte steenbestorting in een eruit geslagen gat in het basaltzetwerk van een paar honderd vierkante meter (Hondsbosche

Zeewering, bij laag water tijdens een storm) was wat langer durend heel laag water in het getij nodig (bij stevige oosten wind) wat pas na vele maanden een paar keer achter elkaar optrad.

Meerdijken en rivierdijken kennen een veel rustiger verloop van zowel val na hoog water als weersomstandigheden waarbij het hoog water optreedt. Dan kan ik mij voorstellen dat de eerstgenoemde ervaringen ook daarvoor mogelijk zijn.

Resultaat Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier

Een eerste inschatting van de ontdek- en hersteltijd voor noodherstel als gezamenlijk met het HHNK opgesteld is opgenomen in Tabel 1. De inschattingen gelden niet voor het kustgebied.

Tabel 1 Eerste inschatting herstel- en ontdektijd voor noodherstel HHNK. Tabel geldt niet voor het kustgebied.

Aantal afschuivingen	Ontdektijd	Responstijd Hoogheemraadschap	Hersteltijd oppervlakkige afschuiving intredend in het buitentalud	Hersteltijd grote afschuiving intredend in de kruin of het binnentalud
1	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	0-0,5 uur	Sterk afhankelijk maatregel Van 0,5 – 2 uur	Sterk afhankelijk maatregel Dag tot dagen
3	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	0-0,5 uur	Sterk afhankelijk maatregelen Van enkele uren -dag	Sterk afhankelijk maatregelen Dagen
10	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	0-0,5 uur	Te weinig capaciteit Meerdere weken	Sterk afhankelijk maatregelen Dagen - week
30	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	Te veel (niet op toegerust)	Te weinig capaciteit Meerdere weken	Te weinig capaciteit Meerdere weken.

Interview Waterschap Rivierenland

Dit interview is gehouden met Hans Knotter, Specialist waterkeringen d.d. 6 februari 2020 te Tiel. Het interview is gehouden door Frans van den Berg (Deltares).

In totaal heeft het waterschap 500 km aan primaire keringen in beheer. In een situatie van naderend hoogwater worden al diverse voorbereiding getroffen. Het Waterschap heeft 6 dijkposten van waaruit de werkzaamheden tijdens een hoogwater gecoördineerd worden. Een dijkpost beslaat gemiddeld een dijk lengte van 80 km.

Per dijkpost zijn er circa 4 à 5 aannemers die klaar staan om in geval van calamiteiten te hulp komen. Hierbij moet gedacht worden aan verschillende specialistische aannemers tot en met loonwerkers. Bij snel naderend hoog water kan het al zo zijn dat de aannemers bijvoorbeeld al zandzakken vullen om gestand te staan.

Tijdens en in aanloop naar het hoogwater zullen er te voet inspecties worden uitgevoerd om schade te ontdekken, voor zover mogelijk. De verwachting is dat er gemiddeld twee- a driemaal per dag te voet langs de verschillende trajecten wordt gelopen. In de avond en nacht wordt er met behulp van een voertuig de verschillende trajecten verkend. *Gemiddeld viermaal per dag wordt er tijdens hoogwater dezelfde locatie bezocht. De ontdektijd is in dit geval tussen de 0-6 uur. In de week na het hoogwater als het water daalt (en er nog steeds kans is op afschuiving buitenwaarts) zijn er minder inspecties, gemiddeld tweemaal per dag. In dit geval is de ontdektijd 0-12 uur.*

Bij de inspecties wordt gebruikt gemaakt van een inspectieformulier (bijlage 1 of https://v-web002.deltares.nl/sterktenoodmaatregelen/images/8/82/Schaderegistratieformulieren_WSRL_ver_sie_sept_2012.xls). In het geval er een schade wordt opgemerkt, wordt dit formulier ingevuld. Bij het invullen krijgt elk antwoord een bepaald aantal punten. Na het invullen van dit inspectieformulier gaat deze direct per mobiele telefoon (App of foto) naar het centrale punt van het Waterschap. Aan de hand van het totaal behaalde punten per inspectieformulier, wordt de urgentie bepaald door het Waterschap. *De tijd die aanwezig is tussen het ontdekken van de schade en het informeren van het Waterschap is hooguit 10 minuten. Dit is de tijd die nodig is voor het invullen van het formulier. Het beoordelen van de urgentie van het gemelde schadegeval kan 2-3 uur duren. Dit is sterk afhankelijk van de complexiteit van het schadegeval. Als er meerdere schadegevallen zijn wordt er intern bepaald, welke de hoogste urgentie heeft en deze wordt als eerste behandeld.*

Al voor het moment dat de hoogwatergolf aankomt worden de aannemers al geïnformeerd. Deze zorgen dat alles in gereedheid wordt gebracht, voor de verschillende te nemen maatregelen. In het geval van buitenwaartse stabiliteit zullen er zandzakken klaar staan. Per dijkpost zijn er contracten met verschillende aannemers met uiteenlopende specialiteiten. Op het moment dat vanuit het Waterschap de opdracht komt om een bepaalde maatregel te treffen zal er direct actie worden genomen door de aannemers en/ of loonwerkers.

Het blijkt zeer lastig te zijn om te kwantificeren hoeveel tijd er nodig is om een maatregel te treffen. Verschillende onzekerheden spelen hierbij een rol: Wat is de maatregel? Is de locatie makkelijk bereikbaar of juist heel slecht. (eventueel nog hoogwater buitenwaarts of zeer slecht weer)? Etc.

Resultaat Waterschap Rivierenland

Een eerste inschatting van de ontdek- en hersteltijd voor noodherstel als gezamenlijk met het WSRL opgesteld is opgenomen in Tabel 2.

Tabel 2 Eerste inschatting herstel- en ontdektijd voor noodherstel WSRL.

Aantal afschuivingen	Ontdektijd	Responstijd Waterschap	Hersteltijd oppervlakkige afschuiving intredend in het buitentalud	Hersteltijd grote afschuiving intredend in de kruin of het binnentalud
1	Hoogwater 0-6 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	2-3 uur	Sterk afhankelijk maatregel Van 0,5 – 3 uur	Sterk afhankelijk maatregel Dag tot dagen
3	Hoogwater 0-6 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	5-12 uur	Sterk afhankelijk maatregelen Van enkele uren -dag	Sterk afhankelijk maatregelen Dagen
10	Hoogwater 0-6 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	20-30 uur	Sterk afhankelijk maatregelen Meerdere dagen	Sterk afhankelijk maatregelen Weken
30	Hoogwater 0-6 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	Te veel (niet op toegerust)	Te weinig capaciteit Meerdere weken	Te weinig capaciteit Meerdere weken.

Interview Waterschap Drents Overijsselse Delta

Dit Interview is gehouden met Freddie Schutte, Specialist Watersysteembeheer, beheer watersysteem en dijken d.d. 6-3-2020 te Zwolle. Het interview is gehouden door Frans van den Berg (Deltares).

Het waterschap heeft 228 km primaire keringen. Deze bevinden zich voornamelijk langs de IJssel, Overijsselse Vecht, Zwarte Water en het Ketel-/Zwarte meer. De primaire keringen langs de rivieren zijn hoogwater gedomineerd en de primaire keringen langs de meren zijn storm gedomineerd. Het waterschap is onderverdeeld in 3 regio's: Noord, Zuid en West. De centrale aansturing is in Zwolle, waarvandaan ook het crisisteam opereert.

Bij (naderend) hoogwater zijn er circa 1000 mensen (750 vrijwillige dijkwachten en 250 hoogwaterbrigadiers) beschikbaar, voor inspectie en ondersteuning. Momenteel wordt er ook een samenwerking aangegaan met het Rode Kruis "Ready to Help". Hierdoor kunnen er nog meer mensen gemobiliseerd worden in dien nodig.

Het waterschap werkt met faseringen van 0-4. Hierbij is fasering 0, de koude fase, het dagelijks beheer. Vanaf fase twee wordt de inspectie van de keringen verhoogd. Vanaf dat moment wordt er eenmaal per vier uur een dijktraject bewandeld ter inspectie. Binnen die vier uur wordt het dijktraject heen en weer bewandeld, en wel zodanig dat het hele dijk wordt beschouwd. *De ontdektijd is in dit geval tussen de 0-4 uur.* Vanuit de zorgplicht is het bekend waar de zwakke punten in de verschillende dijkstrekkingen aanwezig zijn. Deze locaties zullen speciaal in de gaten gehouden worden tijdens de inspecties.

Nadat er een schade ontdekt wordt, zal er contact opgenomen worden met het crisiscentrum in Zwolle. De verwerking van de informatie betreffende de schade zal hooguit 15 minuten in beslag nemen. Direct na binnenkomst van de melding in het crisiscentrum zal er besloten worden of er een aanvullende inspectie nodig is door de waterkeringbeheerder. Deze zal parallel aan de verwerking van de informatie een bezoek aan de schadelocatie brengen om meer informatie te verzamelen.

Bij de inspecties wordt gebruikt gemaakt van een inspectieformulier (bijlage 1). Er zijn momenteel plannen om in de toekomst dit schadeformulier in een app te bouwen.

Door het waterschap is een aantal aannemers gecontracteerd die in geval van calamiteiten direct werkzaamheden kan verrichten. Het inschatten van de tijd die benodigd is voor het aanbrengen van een (tijdelijke nood)maatregel is erg lastig, omdat dit afhankelijk is van verschillende factoren: soort maatregel, bereikbaarheid, etc. De aannemer moet garanderen dat hij voldoende personeel en materiaal heeft om de gekozen maatregel snel uit te kunnen voeren. In de navolgende tabel zijn de verschillende hersteltijden voor de verschillende situaties opgenomen.

Resultaat Waterschap Drents Overijsselse Delta

Een eerste inschatting van de ontdek- en hersteltijd voor noodherstel als gezamenlijk met het WDOD opgesteld is opgenomen in Tabel 3.

Tabel 3 Eerste inschatting herstel- en ontdektijd voor noodherstel WDOD.

Aantal afschuivingen	Ontdektijd	Responstijd Waterschap	Hersteltijd oppervlakkige afschuiving intredend in het buitentalud	Hersteltijd grote afschuiving intredend in de kruin of het binnentalud
1	Hoogwater 0-4 uur Week na Hoogwater 0-8 uur	0,5 – 2 uur	Sterk afhankelijk maatregel Enkele uren – dagen	Sterk afhankelijk maatregel Dag tot maanden
3	Hoogwater 0-4 uur Week na Hoogwater 0-8 uur	0,5 - 4 uur	Sterk afhankelijk maatregelen Van enkele uren – dagen	Sterk afhankelijk maatregelen Dagen tot maanden
10	Hoogwater 0-4 uur Week na Hoogwater 0-8 uur	4 - 12 uur	Sterk afhankelijk maatregelen Meerdere dagen	Sterk afhankelijk maatregelen Weken tot maanden
30	Hoogwater 0-4 uur Week na Hoogwater 0-8 uur	Te veel (niet op toegerust)	Te weinig capaciteit	Te weinig capaciteit

Resultaat

Een eerste inschatting van de herstel- en ontdektijd is gemaakt door drie verschillende waterschappen/hoogheemraadschap. De resultaten zijn samengevoegd in Tabel 4. Het betreft noodherstel. Er is hier onderscheid gemaakt tussen een oppervlakkige en grote afschuiving. Ook is de afhankelijkheid van het aantal afschuivingen meegenomen. De ranges in de tabel is een samenvoeging van de ranges in Tabel 1, Tabel 2 en Tabel 3. Merk op dat het gaat om een eerste inschatting. In een beoordelings-/ontwerptraject bevelen we aan met de specialisten van de beheersorganisatie van het betreffende waterschap een inschatting te maken.

Tabel 4 Eerste inschatting herstel- en ontdektijd.

Aantal afschuivingen	Ontdektijd	Responstijd Waterschap	Hersteltijd oppervlakkige afschuiving intredend in het buitentalud	Hersteltijd grote afschuiving intredend in de kruin of het binnentalud
1	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	0-3 uur	Sterk afhankelijk maatregel Uren tot dagen	Sterk afhankelijk maatregel Dag tot maanden
3	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	0-12 uur	Sterk afhankelijk maatregelen Uren tot dagen	Sterk afhankelijk maatregelen Dagen tot maanden
10	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	0-30 uur	Sterk afhankelijk maatregelen Dagen tot weken	Sterk afhankelijk maatregelen Dagen tot maanden
30	Hoogwater 0-8 uur Week na Hoogwater 0-12 uur	Te veel (niet op toegerust)	Te weinig capaciteit Weken tot maanden	Te weinig capaciteit Weken tot maanden

Grote verschillen tussen de inschatting van de drie waterschappen/hoogheemraadschap zit voornamelijk in de inschatting van de hersteltijd van een grote afschuiving.

Bijlage(n)

1



29 april 2020, definitief

B Beschouwing response freatische lijn

Memo Esther Rosenbrand: Toe- en afname van freatische lijn voor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU).

Memo

Aan

Anton van der Meer

Datum

16 april 2020

Ons kenmerk

11204873-002-GEO-0003

Aantal pagina's

1 van 7

Contactpersoon

Esther Rosenbrand

Doorkiesnummer

+31(0)88 335 7852

E-mail

Esther.Rosenbrand@deltares.nl

Onderwerp

Toe- en afname van freatische lijn voor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)

1 Inleiding

Instabiliteit van het buitentalud is het meest waarschijnlijk wanneer de waterspanningen in het dijklichaam hoger zijn dan de buitenwaterstand. Deze situatie kan ontstaan ten gevolge van bijvoorbeeld extreme neerslag, na een maatgevend hoogwater dat de waterspanningen heeft doen toenemen door infiltratie door het buitentalud (al dan niet gecombineerd met infiltratie door het binnentalud ten gevolge van golfoverslag), of door een extreem laagwater.

Een belangrijke vraag bij het beschouwen van de macrostabiliteit van het buitentalud is wat het verschil tussen de waterspanningen in de dijk en de buitenwaterstand is. Voorliggend memo biedt een beknopt overzicht van processen die hiervoor relevant zijn, en gaat vervolgens in op de consequenties voor de schematisatie van de freatische lijn. De nadruk ligt hierbij op de vraag welke factoren ertoe bij kunnen dragen dat het tempo waarop water de dijk instroomt anders is dan het tempo van de uitstroom. Een verschil tussen in- en uitstroombeknopt zou speciale aandacht vergen bij de grondwaterstromingsberekeningen voor het bepalen van het buitenwaarts gerichte verval van de waterspanningen.

2 Factoren en Processen

De ligging van de freatische lijn verandert ten gevolge van de instroom of uitstroom van water in de dijk. Deze verandering wordt door vele factoren beïnvloed, die deels ook tijdsafhankelijk zijn. In dit hoofdstuk wordt een kort overzicht gegeven van belangrijke factoren.

Bij het beschouwen van het effect van veranderingen van de buitenwaterstand of neerslag kan worden uitgegaan van een referentie waterspanningsverdeling in de dijk, die het gevolg is van een gemiddelde waterstand buitendijks en het polderpeil (TAW, 2004). Deze referentie zal ook niet stationair zijn maar fluctueren met de seizoenen. Veelal zal in de dijk kern sprake zijn van opbolling van de freatische lijn ten gevolge van neerslag. Met name in oudere dijken die meermaals zijn opgehoogd is de dijk kern relatief dicht en ondoorlatend waardoor geïnfiltreerde neerslag slechts langzaam naar de polder afstroomt (TAW, 2004).

De freatische lijn is de positie waar de waterdruk in theorie gelijk is aan de atmosferische druk, daarboven heerst een zone waarin wel grondwater aanwezig is, de capillaire zone waarin het water naar boven stroomt ten gevolge van capillaire krachten. De verzadiging in de capillaire zone neemt af met hoogte boven het freatisch vlak. De dikte van deze zone is niet goed te bepalen, maar gemiddeld wordt gesteld dat de grond circa 75% verzadigd is op een hoogte van circa 2-4 meter of meer bij klei, terwijl dit voor matig fijn tot matig grof zand slechts 0,12 tot 0,35 meter bedraagt.

Globaal gezegd kan de freatische lijn beïnvloed worden doordat water de dijk in of uit stroomt door:

- Het buitentalud: dit kan intredend of uittredend zijn bijvoorbeeld ten gevolge van een waterstandsverschil tussen de dijk en buitendijks, (bij intredend al dan niet in combinatie met golven of neerslag).
- De kruin ten gevolge van neerslag en overslag (intredend).
- Het binnentalud, gevolg van neerslag en overslag (intredend).
- De binnenteen, uittredend, door een waterstandsverschil tussen de dijk en de polder, al dan niet in combinatie met drainage.
- De fundering van de dijk, dit kan intredend of uittredend zijn afhankelijk van de waterspanningen daar, dit heeft met name effect bij een dijk op een doorlatende ondergrond.

De doorlatendheid van de bekleding en dijk kern is in alle gevallen van belang, deze hangt af van het materiaal en structuurvorming en kan afhankelijk zijn van de verzadigingsgraad waardoor de doorlatendheid in de tijd verandert.

- Voor grond (zand & klei) geldt dat de doorlatendheid een functie van de verzadigingsgraad is, die beschreven kan worden met bijvoorbeeld de van Genuchten vergelijkingen (TAW, 2004). De doorlatendheid is dan maximaal bij een volledige verzadiging en lager bij lagere verzadigingen.
- Bij een kleidijk, of een kleibekleding, is er sprake van een matrix doorlatendheid van intacte klei, die veelal relatief laag is, en een netwerk van bodemstructuren dat een veel hogere doorlatendheid heeft (TAW, 2004). Deze structuren vormen door invloed van zwel en krimp processen en biologische activiteit. In Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004), afgekort TRWD, wordt onderscheid gemaakt tussen een grover systeem van scheuren en wormgangen en wortelgangen, en een fijner minder continu systeem van kleinere poriën in de grotere structuren. In dit memo spreken we van de 'netto-doorlatendheid' waarmee de doorlatendheid als gevolg van zowel matrix als scheuren bedoeld wordt.

Verzadiging van de matrix kan zwel veroorzaken, waardoor bij toenemende verzadiging scheuren dichtgedrukt worden. Dit kan leiden tot een afname van de netto doorlatendheid, maar dit hangt mede af van de grootte van de scheuren en de mate van zwel (omdat verzadiging van de matrix juist leidt tot een toename van de matrix doorlatendheid). Uit de literatuur blijkt dat beide effecten op kunnen treden:

- o Volgens TRWD is het waarschijnlijk dat wanneer het vochtgehalte toeneemt de doorlatendheid van de structuurelementen toeneemt, en dat ook de netto doorlatendheid per saldo toeneemt ondanks het dicht drukken van scheuren tussen structuurelementen.
- o Kolominfiltratieproeven en laboratoriumproeven die gedaan zijn ten behoeve van een infiltratieproef voor golfoverslag in Van Hoven et al. (2008, 2009) wijzen echter uit dat de (netto, door scheuren en matrix) doorlatendheid van de kleibekleding lager is bij een volledige verzadiging dan bij 'veldvochtige' doorlatendheden. In dit geval (op de Friese Waddenzeedijk bij de Boonweg) is de doorlatendheid van het scheuren netwerk een factor 100 tot 1000 groter dan de doorlatendheid van de bodemmatrix. Het ging hier om een zanddijk met een 0,6 meter dikke kleibekleding.
- Een bekleding van asphalt, zoals vaak op het buitentalud bij meer- en zeedijken remt de stroming door het buitentalud en de toename van de freatische lijn (TAW, 2004).
- Aansluitingen tussen verharding en de kleibekleding zijn een aandachtspunt omdat hier juist de kleiafdeklag kan ontbreken of is verstoord, waardoor lokaal meer water kan instromen (TAW, 2004).

Het effect van het instromende water op de hoogte van de freatische lijn hangt af van het instormende debiet en van de bergingscapaciteit van de grond. Freatische berging houdt in dat water de poriën van de grond boven de grondwaterspiegel vult waardoor de grondwaterspiegel stijgt. De mate van toename hangt sterk af van de effectieve porositeit, het poriën volume dat gevuld wordt, en de initiële verzadigingsgraad. Dit dempt de respons van de waterstand in de dijk, en zorgt voor vertraging van de respons (TAW, 2004).

De vertraging van de waterspanning ten opzichte van het verloop van de buitenwaterstand, en met name de constatering dat waterspanningen nog lang hoog blijven na een hoogwater wordt beschreven als naijling (TAW, 2004). Dit wordt in TRWD toegeschreven aan de bergingscapaciteit van het systeem (veranderende doorlatendheid wordt hiervoor niet genoemd).

Op basis van bovenstaande factoren blijkt dat het niet eenvoudig is om een uitspraak te doen over de verandering van de freatische lijn in de tijd. Bij een hoogwatersituatie, en de daaropvolgende val beïnvloeden de volgende factoren het debiet dat de dijk in-uitstroomt:

- Snelheid van toename en afname buitenwaterstand;
- Verandering van de freatische lijn (en daarmee drijvende kracht voor grondwaterstroming);
- Doorlatendheid (netto) van de materialen;
- Eventuele stroming naar polder of onderliggende lagen.

De verandering in de freatische lijn ten gevolge van instromend water wordt beïnvloed door berging, en dus door:

- Poriënvolume van de grond;
- Verzadigingsgraad van de grond.

Complicerende factor is verder de definitie van de freatische lijn, indien sprake is van een matrix-materiaal bestaande uit bodemstructuren en structurelementen (aggregaten). Aggregaten kunnen nog een zuigspanningen bevatten, terwijl deze onder het freatisch vlak in de bodemstructuren liggen. Binnen deze studie wordt verder uitgegaan van een freatisch vlak in de aanwezige bodemstructuren, wormgangen, scheuren en scheurtjes.

Al deze factoren (met uitzondering van poriënvolume) kunnen veranderen in de tijd.

3 Schematisatie en Modelling

TRWD onderscheid 4 typen dijken voor de schematisatie van de waterspanningen (bij een hoogwater situatie):

- Kleidijk op samendrukbare ondergrond (situatie 1A);
- Kleidijk op doorlatende ondergrond (situatie 1B);
- Zanddijk op samendrukbare ondergrond (situatie 2A);
- Zanddijk op doorlatende ondergrond (situatie 2B).

Voor binnenwaartse macrostabiliteit, bij hoogwater, worden methoden gegeven om de waterspanningen te schematiseren (als opgenomen in Bijlage 1 van het TRWD) waarbij rekening gehouden kan worden met tijdsafhankelijke effecten ten gevolge van berging. (opgemerkt wordt dat het effect van een veranderende doorlatendheid van de bekleding, of bij een kleidijk de kern, ten gevolge van zwel en het dichten van scheuren niet daarin niet is meegenomen).

Aandachtspunten hierbij zijn wel het effect van een heterogene dijkopbouw, waardoor water kan infiltreren op locaties die niet verwacht zijn en waardoor de aannames met betrekking tot het verloop van de waterspanningen niet terecht zijn, en 3D effecten in bepaalde situaties waardoor waterspanningen anders zullen zijn.

Naast het gebruik van deze modellen worden handvaten voor meten en analyse van waterspanningen, en de extrapolatie naar extreme hoogwatersituaties geboden. Daarnaast wordt kort ingegaan op het gebruik van numerieke modellen.

Voor de kleidijken wordt wel aangegeven dat de ligging van de (referentie) freatische lijn niet eenvoudig te bepalen is (ook niet met numerieke modellen) door de effecten van scheurvorming en de verzadigingsgraad in de klei en de ingewikkelde invloed van de capillaire zone. Ook is de dijk vaak niet homogeen opgebouwd. Hiervoor lijken metingen dus beter geschikt.

Voor de schematisatie van het effect van extreme neerslag beschrijft TRWD een methode van extrapolatie op basis van de verandering van de freatische lijn ten gevolge van neerslag in een voorgaande periode van 7 dagen. Echter, deze methode leidde tot een te grote spreiding van de meetresultaten door het grote aantal factoren dat de ligging van de freatische lijn bepaalt (deze methode leidde ook niet tot bruikbare inzichten in Bijlage C van het hoofdrapport). Daarom werd een verhoging van de freatische lijn van 0,8 meter ter plaatse van de binnenkruin en het binnentalud gehanteerd bij een gemiddeld hoogwater (GHW), en bij een maatgevend hoogwater (MHW), tegenwoordig waterstand bij norm (WBN), werd 0,5 m gehanteerd.

Voor de infiltratie door golfoverslag zijn in TRWD geen modellen gegeven, wel wordt opgemerkt dat dit middels PlaxFlow modellen te modelleren zou zijn. Hierbij dient dan rekening gehouden te worden met invloed van bekleding en verharding. Wanneer een dergelijk model al is opgebouwd kan het ook gebruikt worden om het effect van neerslag te modelleren.

In 2008 - 2009 zijn meerdere infiltratieproeven gedaan met golfoverslag op het binnentalud (o.a. Van Hoven en Verheij, 2008; Van Hoven et al. 2009; Verheij et al. 2010). Daarin zijn situaties met een zanddijk met kleibekleding op het binnentalud beproefd en zijn de waterspanningen gemodelleerd met eindige elementen modellen. Het ging hier om een proef op de Friese Waddenzeedijk bij de Boonweg (Van Hoven en Verheij, 2008; Van Hoven et al. 2009), en om de Afsluitdijk (Verheij et al. 2010). Recent zijn ook in het kader van de POVM infiltratieproeven uitgevoerd op de IJsseldijk (Van Hoven en Noordam, 2018).

Bij de Boonweg ging het om een zanddijk (zwak tot matig siltig) met kleibekleding van gemiddeld 0,6 meter dikte, maar de dikte varieert sterk over korte afstanden. Voor de bepaling van de doorlatendheid van de kleibekleding zijn laboratoriumproeven en inverse modellering van buisinfiltratieproeven gedaan. Op basis hiervan is een doorlatendheid voor de bodemmatrix bepaald, en een doorlatendheid van het materiaal inclusief macro-poriën. Die laatste is een factor 100 tot 1000 groter dan die van de bodemmatrix en domineert daarmee de doorlatendheid. Er is zowel een verzadigde als een veldvochtige doorlatendheid (voor materiaal inclusief macro-poriën) bepaald waarbij de laatste in sommige (maar niet alle) locaties hoger is (zie Tabel 3.13 uit Fase 2B). Dit wordt toegeschreven aan het dichtdrukken van macro-poriën door het zwellen van de klei.

De infiltratieproef (door overslag) is met Plaxflow (en onverzadigde stroming met het van Genuchten model) gemodelleerd maar het bleek moeilijk om overeenstemming tussen model en meting te bereiken. Anisotropie is als mogelijke oorzaak voor de afwijking genoemd, evenals het lokaal openspoelen of juist dichtslibben van bodemstructuren, en de aanwezigheid van andere bodemstructuren en variaties in de grondeigenschappen.

Bij de Afsluitdijk (Verheij et al. 2009) was sprake van een zandkern met een 1,5 meter dikke kleilaag. In de proef is gekeken naar de toename van waterspanningen in het zand en in de bekleding. In het rapport worden twee processen onderscheiden, een relatief snelle initiële infiltratie door de bekledingslaag (met bodemstructuur) en de zandkern en een langzamer proces in de bekledingslaag dat over een tijdsschaal van dagen optreedt dat te maken kan hebben met zwel van klei door een langzame toename van het watergehalte, en mogelijk het dichtdrukken of verstopping van macrostructuren. In dit rapport werd gesteld dat de verandering van de freatische lijn in de kern van de dijk ten gevolge van overslag op basis van de infiltratieproef wel goed gemodelleerd kon worden (met onverzadigde stroming met het van Genuchten model).

In Studie voor richtlijnen klei op dijktaluds in het rivierengebied (Kruse, 2010) zijn berekeningen gedaan voor een situatie met een 0,8 en 1,2 meter dikke kleibekleding op een zanddijk waarbij de buitenste 0,4 meter een hogere doorlatendheid heeft dan de binnenste ten gevolge van de verwachte structuurvorming. Hierbij is onverzadigde stroming met het van Genuchten model gemodelleerd. In het model met een 0,8 meter dikke deklaag met een doorlatendheid van

$2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ is, wat als beste schatting voor de doorlatendheid van die laag wordt beschouwd, volgt de waterspanning in de dijk de buitenwaterstand zonder veel vertraging (Kruse, 2010). Met een dikkere kleibekleding van 1,2 meter ontstaat een iets groter verhang over de kleilaag, maar de berekende stabiliteitsfactor neemt juist toe door de cohesie van de klei. Met een lage schatting voor de doorlatendheid van de buitenste kleilaag ($1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$) treedt wel een beduidender verval over de kleilaag op.

4 Aanbevelingen en Discussie

Gezien de grote hoeveelheid factoren die de toe- en afname van de freatische lijn beïnvloeden kan overwogen worden om numerieke berekeningen van een specifieke situatie te maken om zo een betere inschatting van de verandering van de waterspanningen in de tijd te verkrijgen.

Aangezien het maken van numerieke berekeningen een beduidend hogere inspanning vergt, zowel numeriek als voor de parameter bepaling. Daarom is het ook van belang om inzicht te hebben in de consequenties van de schematisatie van de waterspanningen op de stabiliteit van het talud en daarmee ook op de overstromingskans. Indien het effect op de overstromingskans relatief klein is, is het nog steeds mogelijk dat het effect op de taludstabiliteit nog wel relevant is. Taludafschuivingen zijn over het algemeen ook onwenselijk wanneer zij invloed hebben op de begaanbaarheid van bijvoorbeeld een weg op de kruin, of vanuit beheer en onderhoudspunt.

4.1 Aanbevelingen

Voor numerieke berekeningen biedt TRWD enkele handvaten en kan gekeken worden naar de in Hoofdstuk 3 genoemde voorbeelden. Belangrijke aspecten zijn berging en verandering van doorlatendheid. Beide kunnen reeds gemodelleerd worden in numerieke modellen, gebruik makend van bijvoorbeeld het van Genuchten model voor onverzadigde stroming. Echter hierbij wordt niet het effect van het dichtdrukken van scheuren gemodelleerd, wat een tegengesteld effect op de doorlatendheid heeft (minder doorlatend bij hogere verzadigingsgraad).

Aandachtspunt hierbij is wel de kwaliteit van de invoerparameters en de uitgangspunten. Het bepalen van de 'netto' doorlatendheid van de deklaag door matrix en scheuren is hier een aspect van. Hiervoor is in Van Hoven et al (2008) gebruik gemaakt van kolom infiltratieproeven, in combinatie met laboratorium proeven. Om eventuele effecten van verzadiging op de doorlatendheid mee te nemen dient ook de relatie tussen de verzadigingsgraad en doorlatendheid bepaald te worden. In het van Genuchten model wordt deze relatie gelegd, voor een toenemende doorlatendheid met verzadiging. Indien het dichtdrukken van scheuren echter een belangrijke rol speelt zou dit ook expliciet moeten worden gemodelleerd.

De kalibratie van modellen aan metingen is aan te bevelen. Echter hierbij kunnen lokale variaties leiden tot lokale afwijkingen van metingen en model, zoals het geval lijkt te zijn in (Van Hoven et al. 2008, 2009). Mogelijk geeft een model wel een goed beeld van de waterspanningen op de schaal die relevant is voor macrostabiliteit, maar zijn individuele metingen sterk beïnvloed door lokale parameters. Om dit vast te stellen zouden dan meerdere metingen aanbevolen worden, om een 'gemiddeld beeld' te geven.

4.2 Discussie

Aandachtspunt bij het modelleren is de schematisering van de stromingskarakteristieken van klei met bodemstructuur. Modelleer je stroming door structuren, dus met relatief hoge doorlatendheid, dan is er waarschijnlijk sprake van een relatief lage bergingscapaciteit van de structuren zelf (effectieve porositeit). Echter hier zal ook de interactie tussen de grovere structuren en de aggregaten die veel langzamer reageren op wisselend aanbod van water een rol spelen, waardoor er ook sprake is van berging in de aggregaten. Dit is bijvoorbeeld beschouwd in de tweede infiltratieproef bij de IJsseldijk (Van Hoven en Noordam, 2018).

Van belang voor de modelkeuze wordt ook opgemerkt dat voor de buitenwaartse stabiliteit het buitenwaartse gerichte verval van belang is. De freatische lijn is hiervoor slechts een schatter. Indien na een snelle val van hoogwater het freatisch vlak bij benadering parallel langs het taludoppervlak ligt, dan zou in een stabiliteitsberekening het waterspanningsverloop onder dit vlak hydrostatisch worden geschematiseerd. Dit komt niet overeen met de werkelijkheid, de stroming is parallel aan het freatisch vlak, lijnen van gelijke stijghoogte staan hier loodrecht op. De stijghoogte op een diepte d verticaal onder het talud is dus niet d , maar $\cos(\text{taludhelling}) \cdot d$. Met een eindige elementen model (bijvoorbeeld Plaxis) gaat dit wel goed. Bij infiltratie loodrecht de dijk in speelt iets soortgelijks. Er ontstaat een infiltratiefront waarachter de grond verzadigd is en waarbij ter plaatse van het front de druk gelijk is aan atmosferisch. Dit is een freatisch vlak. De waterdruk boven het front is bij benadering echter ook gelijk aan 0 en dus niet hydrostatisch.

5 Consequenties voor cases

Met betrekking op de 3 cases beschouwd in het hoofdrapport worden hieronder enkele aandachtspunten genoemd die volgen uit bovenstaande hoofdstukken.

5.1 Zeedijk

Zeedijken hebben veelal een harde buitenbekleding bestaande uit een doorlatende steenzetting laag op het talud, al dan niet gevolgd door een ondoorlatende asfaltbekleding met daarboven nog een stuk gras en kleibekleding. De gras met kleibekleding wordt in het algemeen enkel door golfoploop belast. De kern van de dijk bestaat veelal hoofdzakelijk uit zand. Het dijktaalud is flauw in vergelijking met meer- en rivierdijken. Zowel berging als veranderende doorlatendheid kunnen hier een rol spelen waardoor er een demping en vertraging van de toename van de waterspanningen is, en ook naijling een rol speelt. De mate van berging hangt af van het poriënvolume volume en de verzadiging boven de freatische lijn, omdat bij zeedijken veelal met een beduidende overhoogte en flauwe taluds wordt ontworpen is er naar verwachting relatief veel bergingscapaciteit. De verandering van de buitenwaterstand is voor zeedijken relatief snel. Opgemerkt wordt dat hier het getijde effect met een hogere fluctuatiesnelheid in combinatie met de stormbelasting die langzamer toe en afneemt, spelen. In Kruse (2010) worden gemiddelde snelheden in de orde van 0,1 en 0,2 m/uur, met een maximale daalsnelheid van 0,36 m/uur genoemd. Door de combinatie van deze effecten lijkt het zinvol om hier middels tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekeningen het verloop van de freatische lijn in de tijd te bepalen.

5.2 Meerdijk

Bij een meerdijk spelen vergelijkbare overwegingen met betrekking tot de bekleding als bij de zeedijk, ook hier kan sprake zijn van golfoverslag. Hier is echter de val van het buitenwater veelal beperkt tot hooguit 2 a 3 m, waardoor stabiliteit van het buitentalud volgens TRWD veelal geen belangrijk aspect is. In de TRWD schematisatie (Bijlage 2c2.3.4) wordt het verloop van de freatische lijn gelijk gehouden aan het verloop dat tijdens hoogwater omstandigheden gevonden is terwijl de buitenwaterstand gedaald is naar het streefpeil. Voor het effect van extreme neerslag bij streefpeil wordt aangegeven dat de doorlatendheid van de bekleding, kern en aan/afwezigheid van drainage hier van belang zijn voor de verandering van de freatische lijn. Wederom wordt aangegeven dat de stabiliteit van het buitentalud veelal niet kritisch zal zijn. Maar wel wordt aanbevolen om een gevoeligheidsanalyse uit te voeren waaruit eventueel zou kunnen blijken dat de situatie relevant is. In dat geval kan lokaal onderzoek gedaan worden en gebruikt worden voor een instationaire berekening van de ligging van de freatische lijn bij extreme neerslag.

5.3 Rivierdijk

Voor de rivierdijk (in het bovenrivierengebied) zijn zowel buiten als binnentalud van klei en hier kan een eventueel effect van een verandering in netto doorlatendheid naar verwachting het grootste effect hebben van de 3 cases. Echter, bij een kleidijk op een doorlatende bodem kan stroming van

en naar het onderliggende watervoerende pakket ook een rol spelen, terwijl dit bij de meer- en zeedijk, wanneer die op een dikker slappe lagen pakket gefundeerd zijn minder van belang is. Bij een rivierdijk is de verandering in de buitenwaterstand echter ook langzamer dan bijvoorbeeld bij een zeedijk, (in Kruse (2010) worden snelheden van 0,02 m/uur genoemd) waardoor er ook iets meer tijd is voor aanpassing van de waterspanningen dan bij een zeedijk. Voor de hoogwatersituatie wordt in Bijlage 2 van TRWD uitgegaan van een volledige aanpassing van de waterspanningen, stationaire stroming. Bij de val na hoogwater wordt voor de kleidijk wel rekening gehouden met naijlen. Een conservatieve benadering is om de freatische lijn bij hoogwater aan te houden, en een gevoeligheidsanalyse naar het effect daarvan te doen. Indien nodig kunnen instationaire grondwaterstromingsberekeningen gebruikt worden om het verloop nader te bepalen.

6 Referenties

Kruse, H., 2010, Studie voor richtlijnen klei op dijktafsluitingen in het rivierengebied. Deltares rapport 1202512-000-GEO-0002.

TAW, 2004, Technisch Rapport Waterspanningen Bij Dijken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

Van Hoven, A., Verheij, H., 2008, SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding. Fase 2B Predictie Boonweg. Projectgroep SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding: proeven Boonweg. Rapport kenmerk. In opdracht van Rijkswaterstaat waterdienst. CO423891/57.

Van Hoven A., Verheij H., van der Meer, J., Steendam, G.J., 2009, SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding. Fase 2D Evaluatie Boonweg. Deltares rapport 1001189-014-GEO-0001.

Verheij, H., Hoffmans, G., Steendam, G.J., van der Meer, J., van Hoven, A., 2010, SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding. Fase 3D Evaluatie Afsluitdijk. Deltares rapport 1200259-010-GEO-0017.

Van Hoven, A., Noordam, A.F., 2018, POVM Infiltratieproef II, Analyse Infiltratieproef IJsseldijk2018, versie 3, Deltares projectnummer 11202663.



29 april 2020, definitief

C Analyse waterspanningsmetingen

Memo Esther Rosenbrand: Analyse waterspanningen.

Memo

Aan

Anton van der Meer

Datum

16 april 2020

Ons kenmerk

11204873-002-GEO-0001

Aantal pagina's

1 van 22

Contactpersoon

Esther Rosenbrand

Doorkiesnummer

+31(0)88 335 7852

E-mail

Esther.Rosenbrand@deltares.nl

Onderwerp

Analyse waterspanningen

1 Inleiding

In dit memo worden waterspanningsmetingen van het dijkversterkingsproject GoWa (Gorinchem-Waardenburg) geanalyseerd. De waterspanningen zijn gemeten gedurende 2019, in meerdere raaien langs het dijktraject. Doel van de huidige analyse is na te gaan hoe de waterspanningen in het dijklichaam worden beïnvloed door de buitenwaterstand en neerslag.

Voorliggend memo beschrijft de gebruikte gegevens en dataverwerking in Hoofdstuk 2. De relatie tussen de waterspanningen in de dijk en de waterstanden en neerslag zijn in Hoofdstuk 3 geanalyseerd. De conclusies zijn in Hoofdstuk 4 samengevat.

2 Data

De brondata en figuren die in dit memo gebruikt worden zijn ontleend aan het dijkversterkingsproject GoWa (Gorinchem-Waardenburg).

2.1 Waterspanningsmetingen

Waterspanningen, gemeten in peilbuizen door Wiertsema in de periode van januari 2019 tot december 2019, zijn gebruikt. In het gebied zijn op veel locaties uiterwaarden aanwezig, gelet op de hoogte van maaiveld en de zomerkades lijkt het aannemelijk dat deze tijdens de meetperiode niet onder water hebben gestaan.

Voor de huidige analyse zijn de waterspanningen gemeten in de kruin van het dijklichaam van belang. Daarom zijn alleen de waterspanningsmeters ter plaatse van de kruin (KR, BIK, BUK) waarvan de onderkant van het filter hoger is dan -1 meter ten opzichte van NAP geanalyseerd (NB De hoogteligging van het maaiveld is circa -0.5 tot +3 meter t.o.v. NAP, de kruinhoogte circa +7,5 tot +9,5 meter t.o.v. NAP). Globaal gezien neemt de maaiveldhoogte toe van het westen naar het oosten.

Een overzicht van de geanalyseerde meetlocaties is gegeven in Bijlage A. Het betreft 9 locaties. De filters bevinden zich tussen de 5 en 9.5 meter onder maaiveld. Het is waarschijnlijk dat de gemeten waterspanningen dus niet puur de freatische waterspanning weergeven, maar dat deze ook zijn beïnvloed door de waterspanning in het onderliggende watervoerende pakket.

2.2 Rivierwaterstanden

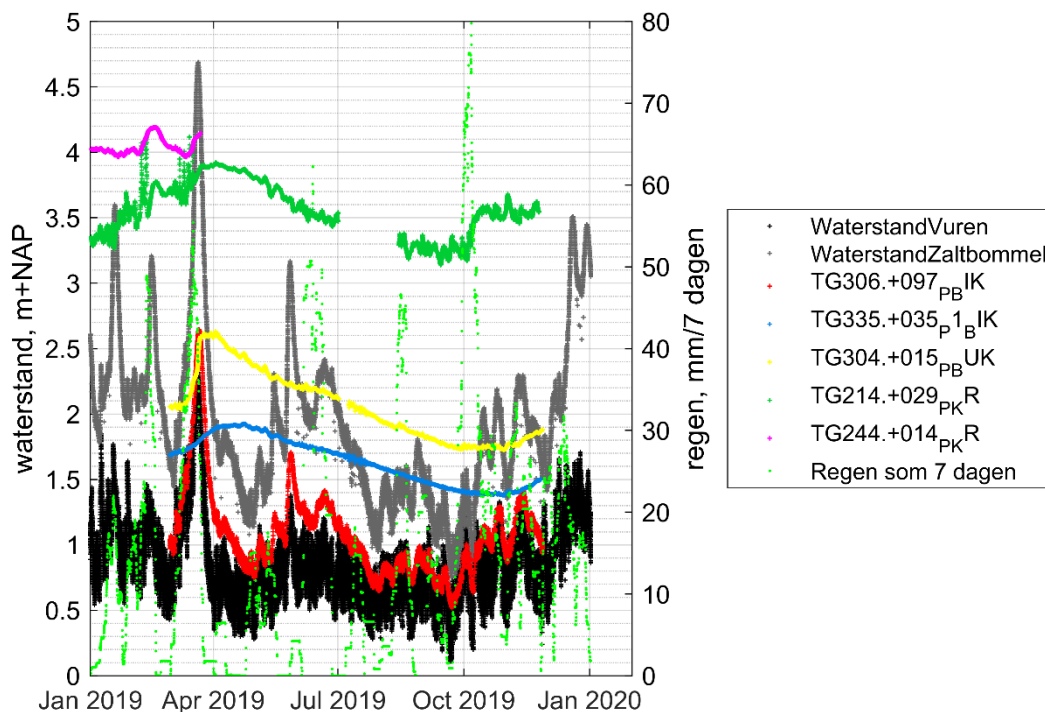
De rivierwaterstanden voor de locaties Zaltbommel en Vuren zijn van RWS (<https://waterinfo.rws.nl/>). Het betreft hierbij de waterstanden per uur, gemeten ten opzichte van NAP.

2.3 Neerslag

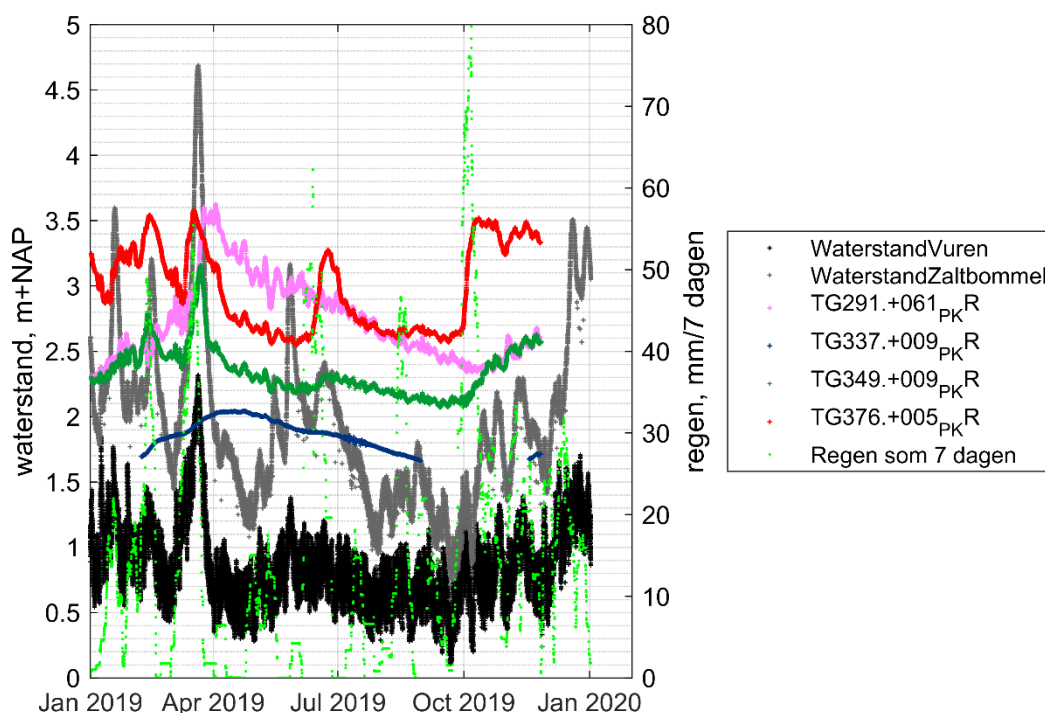
De neerslag, uurgegevens (<https://projects.knmi.nl/klimatologie/uurgegevens/selectie.cgi>), is van het KNMI meetstation Herwijnen. De data is gegeven in millimeter regen in het betreffende uur. Wanneer de neerslag in dat uur minder dan 0.5 mm bedraagt (maar niet 0 is) is in de data de waarde van -1 gegeven. Voor de huidige analyse wordt deze vervangen door 0.25 mm (het gemiddelde tussen 0 en 0.5 mm). Voor de analyse wordt de cumulatieve (gesommeerde) regenval voor verschillende tijdsduren beschouwd (21 dagen, 15 dagen, 7 dagen, 5 dagen, 3 dagen).

3 Analyse

Onderstaande figuren tonen de rivierwaterstanden, neerslag en gemeten waterspanningen (de data is enkel over twee figuren verdeeld omdat de figuren anders erg vol zouden worden). De waterstand bij Vuren vertoont het effect van het getijde nog, door deze fluctuatie op korte tijdschaal relatief aan de beschouwde periode) lijkt de (zwarte lijn) dikker dan die voor Zaltbommel.



Figuur 3-1 Meetdata waterspanningen, rivierwaterstand (linker y-as) en gesommeerde regenval in 7 dagen (rechter y-as).



Figuur 3-2 Meetdata waterspanningen, rivierwaterstand (linker y-as) en gesommeerde regenval in 7 dagen (rechter y-as).

De respons van de metingen varieert sterk, met name in de mate van fluctuatie van de gemeten stijghoogte. Op basis van visuele inspectie van de mate van fluctuatie is een indeling gemaakt in Tabel 3-1.

Tabel 3-1 indeling metingen op basis van mate van variatie in de gemeten stijghoogte.

Sterkere fluctuatie stijghoogte	Minder sterke fluctuatie stijghoogte
TG291.+061 PKR (onderkant filter 115 cm t.o.v. ref)	TG337+009PKR (onderkant filter 75 cm t.o.v. ref)
TG376+005PKR (onderkant filter 116 cm t.o.v. ref)	TG304+015PBUK (onderkant filter 141 cm t.o.v. ref)
TG349_000PKR (onderkant filter -6 cm t.o.v. ref)	TG214+029PKR (onderkant filter 117 cm t.o.v. ref)
TG306.097PBIK (onderkant filter -26 cm t.o.v. ref)	TG335+035P1BIK (onderkant filter 59 cm t.o.v. ref)

Omdat voor TG244+014PKR slechts een zeer korte tijdreeks beschikbaar is, is niet duidelijk of dit een sterke of minder sterke variatie vertoont. Het verschil tussen de mate van respons is niet gerelateerd aan alleen de diepte van de onderkant van het filter, zoals blijkt uit Tabel 3-1. In de volgende paragrafen wordt de correlatie tussen de stijghoogte en neerslag en de buitenwaterstand onderzocht. Vervolgens worden resultaten geduid aan de hand van de profielen en bodemopbouw in paragraaf 3.2.

3.1 Correlaties

De correlatie¹ tussen de stijghoogte per locatie en de buitenwaterstand en de neerslag (gesommeerd over verschillende periode lengtes) is in Bijlage B weergegeven voor correlaties tussen alle variabelen over de hele meetperiode.

3.1.1 Stijghoogte-Neerslag

De correlatie tussen de stijghoogte en de neerslag is weergegeven in Tabel 3-2. De correlatie coëfficiënten zijn voor 2 locaties in de orde van 0.6 (TG376+005 KR en TG244+015KR), voor de correlatie met regen gesommeerd over 21 dagen. De relatief lage (absolute waarden) voor de overige correlatie coëfficiënten op de overige locaties duiden waarschijnlijk niet op een significante

¹ Pearson's linear correlation coefficient, rijen waar geen data voor is zijn niet meegenomen.

correlatie, zie ook de plots in Bijlage B. Aangezien voor TG244+015KR slechts een korte meetreeks beschikbaar is (zie ook Figuur 3.1) is het de vraag in hoeverre deze hoge correlatie coëfficiënt betrouwbaar is.

Voor 4 locaties zijn ook negatieve waarden van de correlatie coëfficiënt gevonden, hiervoor is geen directe verklaring en deze lijken ook niet significant (zie plots in Bijlage B).

Er lijkt dus geen sprake van een sterke correlatie tussen neerslag en waterspanning. Mogelijk ligt dit aan de diepte van de filters, deze liggen tussen 5 en 9.5 m onder maaiveld, en in sommige gevallen in of dichtbij het watervoerend pakket (zie ook paragraaf 3.2.2.). Ook kan het zijn dat verschillen tussen de gemeten regenval bij Herwijnen, en daadwerkelijke regenval op de meetlocaties een rol speelt. Tevens was tijdens de meetperiode geen sprake van extreme neerslag, de maximale gesommeerde neerslag in 7 dagen was 80 mm, terwijl 155 mm/(7 dagen) in TRWD als extreme neerslag wordt beschouwd.

Opvallend is dat de correlatie coëfficiënten voor de gesommeerde regenval over 21 dagen of 14 dagen altijd hoger zijn dan die voor de periode van 7 dagen (een duur die in TRWD wordt gehanteerd voor het extrapoleren van effecten van neerslag in het benedenrivierengebied).

Tabel 3-2 Correlatie coëfficiënten tussen stijghoogte en variabelen, gesorteerd op waarde van de correlatie coëfficiënt met de gesommeerde neerslag over 7 dagen.

	Waterstand 'Vuren'	Waterstand 'Zaltbommel'	Neerslag 'Som 21 dag'	Neerslag 'Som 14 dag'	Neerslag 'Som 7 dag'	Neerslag 'Som 3 dag'
TG376.+005_P_KR	0.44	0.50	0.61	0.50	0.29	0.12
TG244.+014_P_KR	0.10	0.30	0.63	0.51	0.24	-0.03
TG306.+097_P_BIK	0.81	0.98	0.30	0.27	0.16	0.05
TG349.+009_P_KR	0.59	0.69	0.23	0.17	0.06	-0.02
TG337.+009_P_KR	0.06	0.17	-0.21	-0.23	-0.21	-0.18
TG214.+029_P_KR	0.19	0.33	-0.12	-0.17	-0.21	-0.17
TG291.+061_P_KR	0.01	0.20	-0.20	-0.24	-0.27	-0.22
TG304.+015_P_BUK	0.18	0.41	-0.30	-0.29	-0.29	-0.24
TG335.+035_P1_BIK	0.12	0.33	-0.41	-0.36	-0.31	-0.23

3.1.2 Verandering in stijghoogte - Neerslag

Opgemerkt wordt dat in de bovengenoemde analyse gekeken wordt naar de correlatie tussen de gemeten waterspanning en de regenval in 7 dagen, niet naar de correlatie tussen de verandering in de waterspanning en de regenval. De correlatiecoëfficiënten voor de verandering van waterspanningen over de periodes 3, 7, 14 en 21 dagen en de gesommeerde regenval in die periode is in onderstaande tabel weergegeven (zie ook Bijlage C voor correlatieplots tussen neerslag over de verschillende perioden en de verandering in de gemeten waterspanning over verschillende perioden).

Tabel 3-3 Correlatiecoëfficiënten tussen verschil in stijghoogte over een periode en de gesommeerde neerslag over die periode, gesorteerd op volgorde van hoogste correlatiecoëfficiënt voor periode van 7 dagen.

	Neerslag 21 dagen	Neerslag 14 dagen	Neerslag 7 dagen	Neerslag 3 dagen
TG337.+009_P_KR	0.34	0.39	0.38	0.26
TG291.+061_P_KR	0.14	0.30	0.36	0.03
TG304.+015_P_BUK	0.12	0.26	0.35	0.20
TG214.+029_P_KR	0.05	0.18	0.29	0.05
TG335.+035_P1_BIK	0.30	0.26	0.24	0.07
TG376.+005_P_KR	-0.37	-0.11	0.17	0.48
TG349.+009_P_KR	-0.05	0.00	0.15	0.25

	Neerslag 21 dagen	Neerslag 14 dagen	Neerslag 7 dagen	Neerslag 3 dagen
TG306.+097_P_BIK	-0.26	-0.14	0.03	0.23
TG244.+014_P_KR	-0.41	-0.30	-0.03	0.55

Deze correlatie coëfficiënten zijn ook nog relatief laag, en in Bijlage C is geen duidelijke correlatie te zien. De in paragraaf 3.2.1 besproken factoren gelden hier ook als mogelijke verklaringen.

3.1.3 Stijghoogte-Waterstand

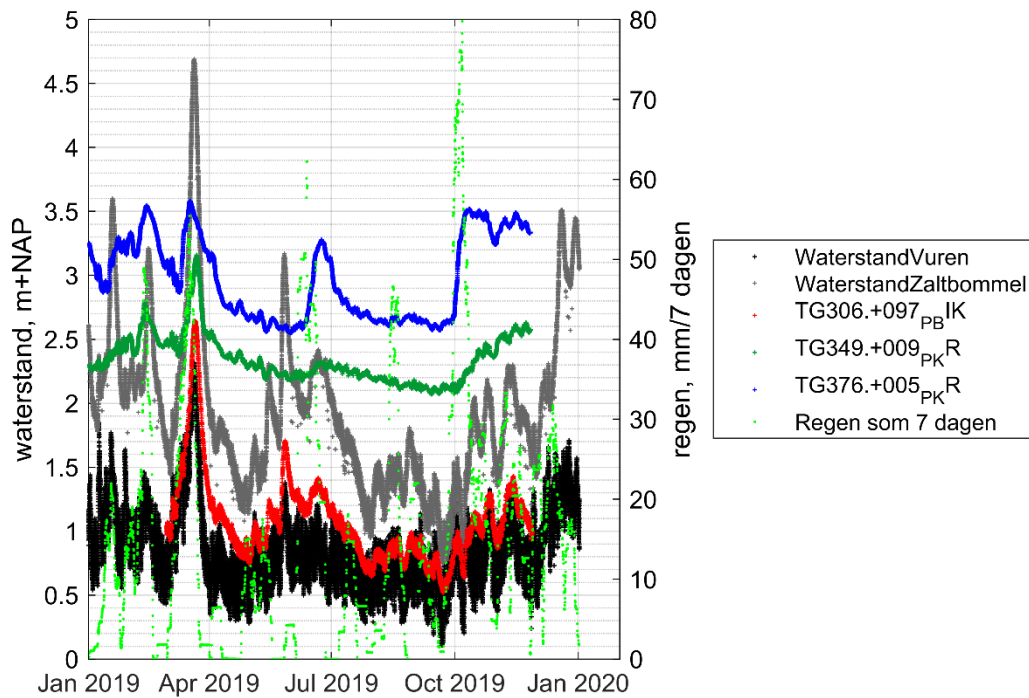
De correlatie tussen de rivierwaterstand en de stijghoogte is in de orde van 0.5 of hoger voor 3 metingen zoals te zien in onderstaande tabel. In tegenstelling tot de correlatie met regenval is deze wel altijd positief, hoewel correlatie coëfficiënten soms erg klein zijn. Er is 1 locatie met een beduidend hogere correlatiecoëfficiënt (TG306+097PBIK), zoals blijkt in paragraaf 3.2 zit deze opnemer in het watervoerend pakket.

Tabel 3-4 Correlatie coëfficiënten tussen stijghoogte en variabelen, gesorteerd op waarde van de correlatie coëfficiënt met de buitenwaterstand (Zaltbommel).

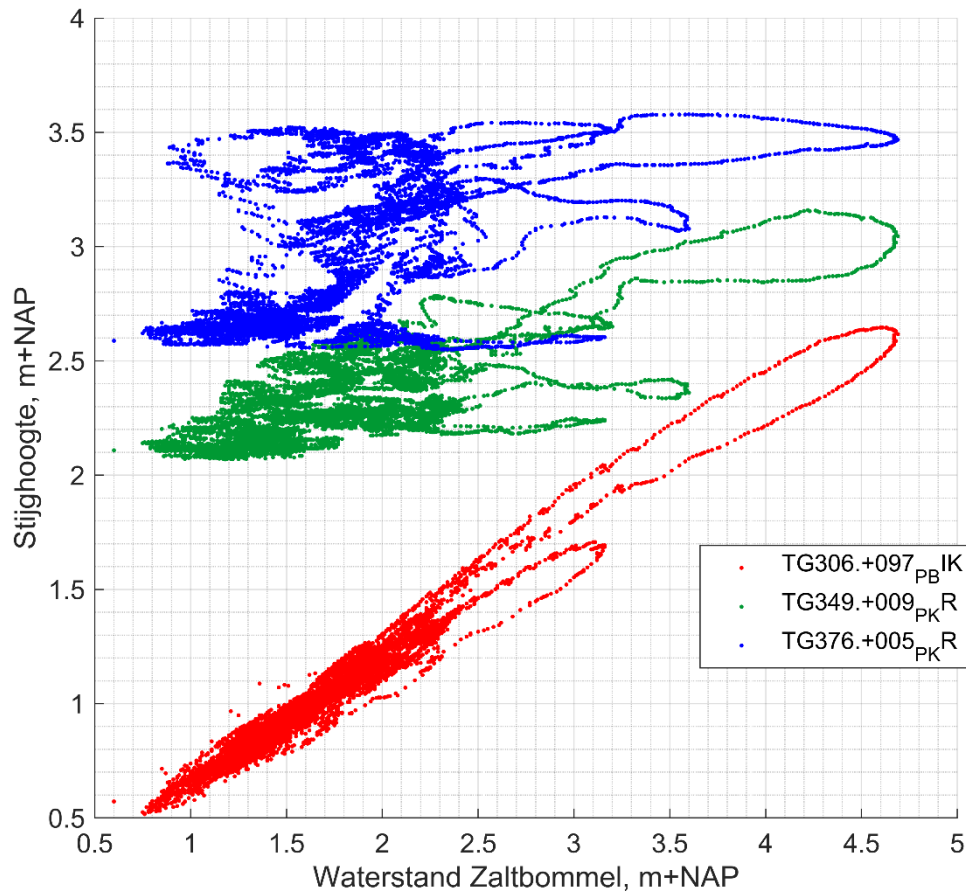
	Waterstand 'Vuren'	Waterstand 'Zaltbommel'	Regen 'Som 21 dag'	Regen 'Som 14 dag'	Regen 'Som 7 dag'	Regen 'Som 3 dag'
TG306.+097_P_BIK	0.81	0.98	0.30	0.27	0.16	0.05
TG349.+009_P_KR	0.59	0.69	0.23	0.17	0.06	-0.02
TG376.+005_P_KR	0.44	0.50	0.61	0.50	0.29	0.12
TG304.+015_P_BUK	0.18	0.41	-0.30	-0.29	-0.29	-0.24
TG214.+029_P_KR	0.19	0.33	-0.12	-0.17	-0.21	-0.17
TG335.+035_P1_BIK	0.12	0.33	-0.41	-0.36	-0.31	-0.23
TG244.+014_P_KR	0.10	0.30	0.63	0.51	0.24	-0.03
TG291.+061_P_KR	0.01	0.20	-0.20	-0.24	-0.27	-0.22
TG337.+009_P_KR	0.06	0.17	-0.21	-0.23	-0.21	-0.18

De correlatie tussen de stijghoogte en de waterstand bij Zaltbommel is hoger dan die tussen de stijghoogte en de waterstand bij Vuren voor alle metingen langs het traject. Waarschijnlijk is dit het gevolg van de invloed van het getij op de waterstand bij Vuren waardoor er meer fluctuatie in die waarde is die de gemeten stijghoogte niet sterk beïnvloedt.

De metingen en waterstanden voor de 3 locaties met de hoogste correlatie tussen gemeten waterstand en buitenwaterstand zijn in onderstaande figuur getoond. Een scatterplot van de waterspanning tegen de buitenwaterstand toont voor dezelfde 3 locaties toont ook aan dat er met name voor locatie TG306+097BIK een correlatie is.



Figuur 3-3 Meetdata waterspanningen, rivierwaterstand (linker y-as) en gesommeerde regenval in 7 dagen (rechter y-as)



Figuur 3-4 Scatterplot van stijghoogte versus waterstand Zaltbommel voor 3 locaties met hoogste correlatiecoëfficiënt tussen rivierwaterstand en stijghoogte.

3.2 Relatie met bodemopbouw en profiel

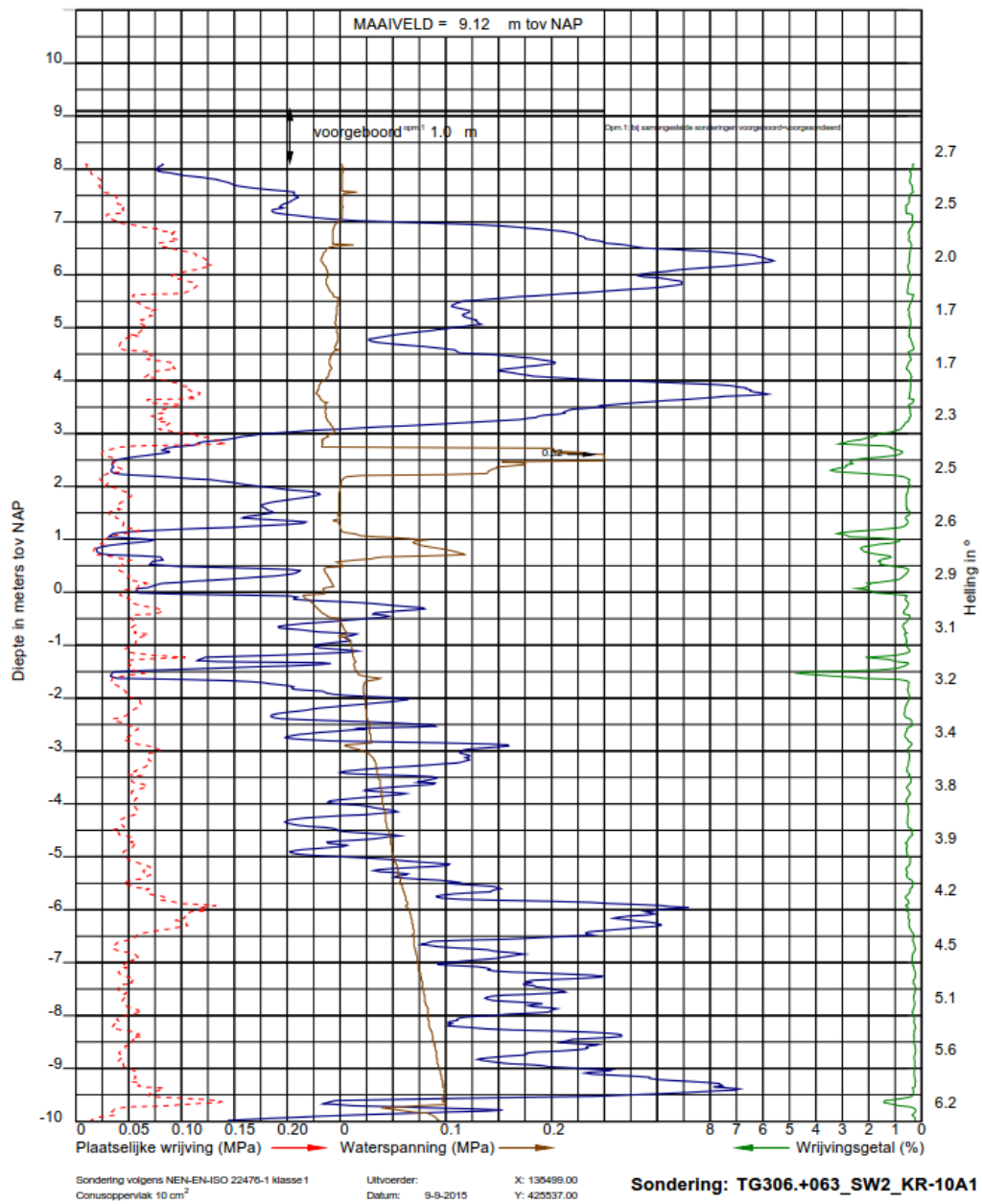
3.2.1 Neerslag

Profielen TG376.+005_P_KR en TG244.+014_P_KR vertonen de meeste correlatie tussen waterspanning en neerslag gesommeerd over 21 dagen. Hier zijn de onderzijden van de filters 6,4 m en 5,2 m onder maaiveld respectievelijk, wat ondieper is dan bij de overige pijlbuizen waarvan de filters tussen de 7,4 m en 9,3 m onder maaiveld zijn. Mogelijk wordt daardoor de gemeten waterspanning minder beïnvloed door het watervoerend pakket en meer door de neerslag.

In een analyse van waterspanningen voor macrostabiliteit voor project KIJK (Van Hoven, 2016) werd gevonden dat de waterspanningen dieper dan ca. 2 m boven de onderzijde van het slappe lagen pakket niet op neerslag reageren, omdat vanaf dat niveau de waterspanning door de stijghoogte in het watervoerende pakket bepaald worden.

3.2.2 Buitenwaterstand

Het enige profiel met een hoge correlatie tussen de rivierwaterstand en de stijghoogte is TG306+097PBIK. In dit profiel is het filter het diepste onder maaiveld (9.3 m). De invloed van de buitenwaterstand is vermoedelijk het gevolg van een toename van de waterspanningen in het watervoerend pakket. De waterspanningen in de sondering op deze locatie lopen vanaf ca 0 m NAP hydrostatisch op, Figuur 3-5. Het filter zit hier van 0.74 m tot -0.23 m NAP en dus vermoedelijk in die zandlaag. Daarnaast is op deze locatie sprake van een voorland en een plas tussen de kering en de rivier zoals te zien in Figuur 3-6, wat het ook waarschijnlijker maakt dat de geobserveerde respons veroorzaakt wordt door waterspanningen in het diepere pakket.



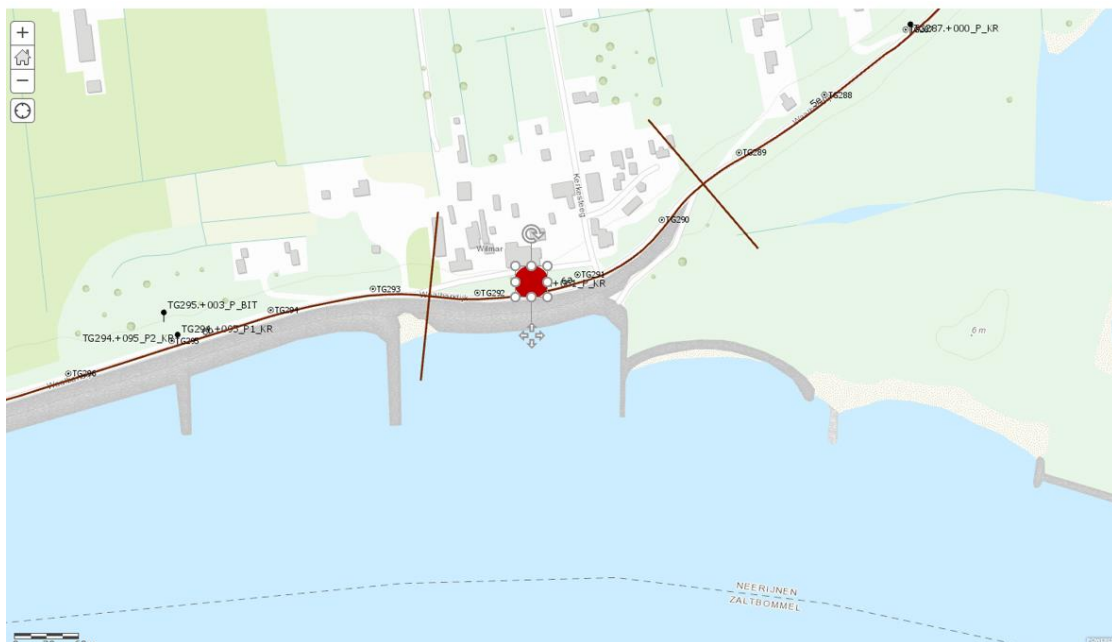
Figuur 3-5 Sondering nabij locatie TG306+097PBI.



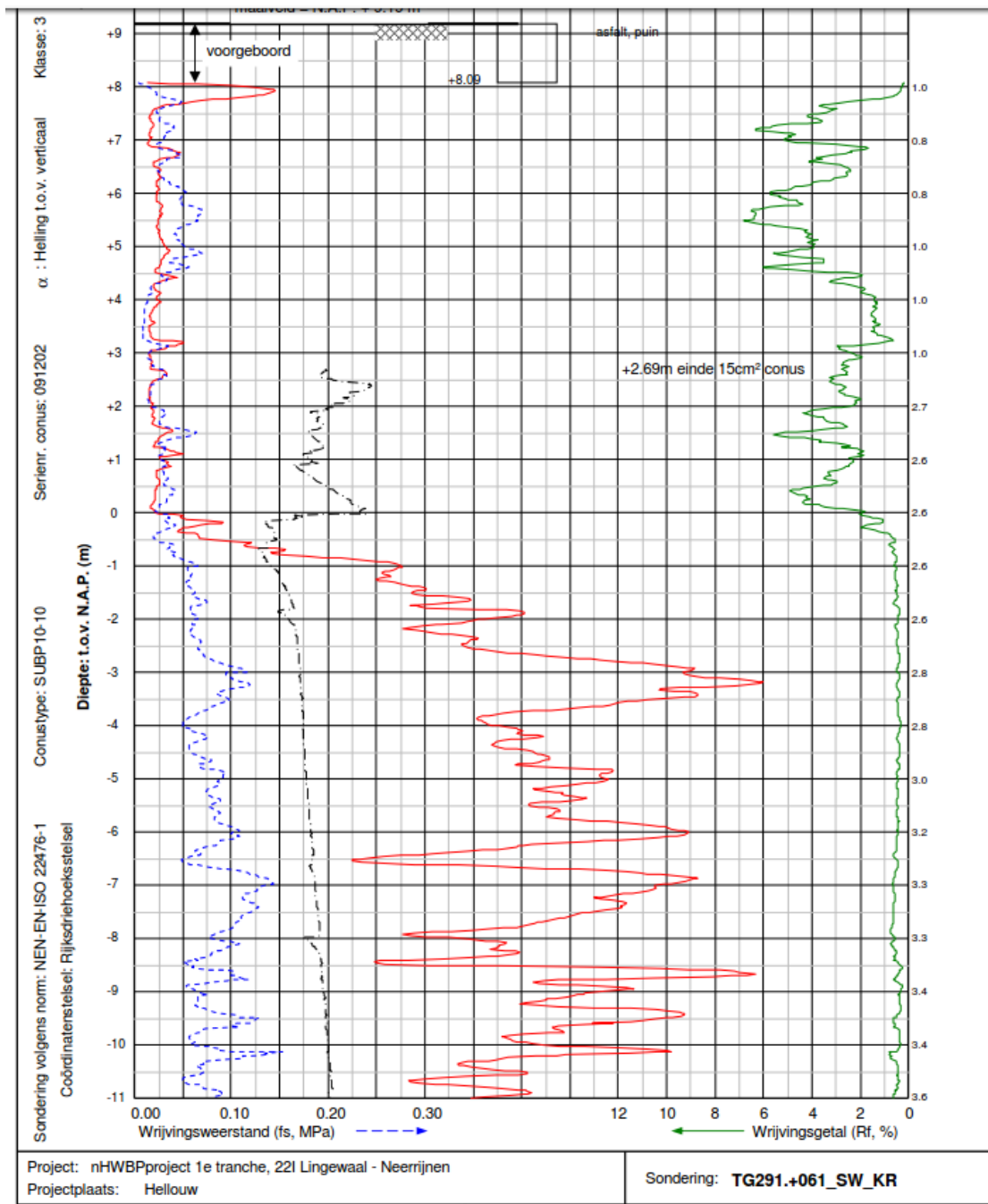
Figuur 3-6 Locatie TG306+097PBIK.

De overige locaties liggen veelal ook niet direct aan de rivier, waardoor er meer voorland is. Een uitzondering is locatie 291+084 (Figuur 3-7). Echter hier is de correlatie met de rivierwaterstand verwaarloosbaar (Tabel 3-4). Hier is het filter op 2.15 tot 1.15 meter + NAP en daarmee duidelijk boven het watervoerend pakket (Figuur 3-8). Deze locatie betreft een kleidijk die in 1996 buitenwaarts (en waarschijnlijk ook binnenwaarts) versterkt is met klei (Figuur 3-9).

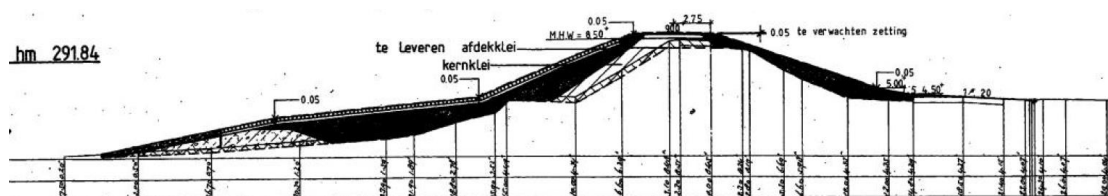
Mogelijk verklaart de lage doorlatendheid van dijkbekleding en dijklichaam het minimale effect van de buitenwaterstand (binnen de meetperiode waarin maximale buitenwaterstand ook beperkt was).



Figuur 3-7 Locatie TG291+061_P_KR.



Figuur 3-8 Sondering nabij locatie TG291.+061_P_KR.



Figuur 3-9 Bestekprofiel voor versterking in 1996 DWP 291+084.

4 Conclusies

In deze bijlage is de correlatie tussen peilbuismetingen in het dijklichaam en neerslag en de buitenwaterstand beschouwd aan de hand van de berekende Pearson correlatie coëfficiënten.

Uit de analyse blijkt geen duidelijke correlatie tussen stijghoogte en neerslag, of verschil in gemeten stijghoogte en neerslag over een bepaalde periode. Mogelijk heeft dit te maken met de relatief diepe positie van de filters waardoor de gemeten waterstanden meer beïnvloed worden door stijghoogtes in diepere lagen dan door de neerslag. Op de locaties met de meeste respons was inderdaad het filter minder diep onder maaiveld dan op andere locaties.

Met betrekking op de relatie tussen de buitenwaterstand en de stijghoogte is voor 1 locatie een relatief hoge correlatie waargenomen (met een correlatie coëfficiënt van 0.98), overige locaties hadden waarden van 0.7 tot 0.2. Deze hoogste correlatie coëfficiënt betreft een peilbuis waarvan het filter al in het watervoerend pakket zit. Deze correlatie zegt dus weinig over de freatische waterstand.

Op veel locaties is de dijk niet direct aan de rivier, wat mogelijk een verklaring is voor het beperkte effect van de buitenwaterstand (zeker in de beperkte periode die gemeten is waarbij de uiterwaarden waarschijnlijk niet onder water stonden). Op de locatie waar de dijk zich wel dicht aan de rivier bevindt was geen significante correlatie tussen de gemeten waterspanning en de buitenwaterstand, mogelijk ook omdat het een kleidijk betreft die met klei versterkt is in 1996, waardoor de doorlatendheid erg laag is.

Het aantal beschikbare metingen en de lengte van de reeksen zijn al met al te kort om gedegen conclusies te trekken over de correlatie van de 'freatische' waterspanningen met neerslag en buitenwaterstand. Zeker aangezien de filters zich relatief diep in de deklaag bevinden (of zelfs in het watervoerend pakket). Aanbevolen wordt om een analyse als uitgevoerd in deze memo te herhalen voor een significant grotere set van peilbuis- en waterspanningsmetingen, waarbij de filters ook ondieper geplaatst zijn. Een beter inzicht in de correlaties tussen waterspanningen en buitenwaterstand en neerslag is een waardevolle bijdrage aan de faalpadenaanpak.

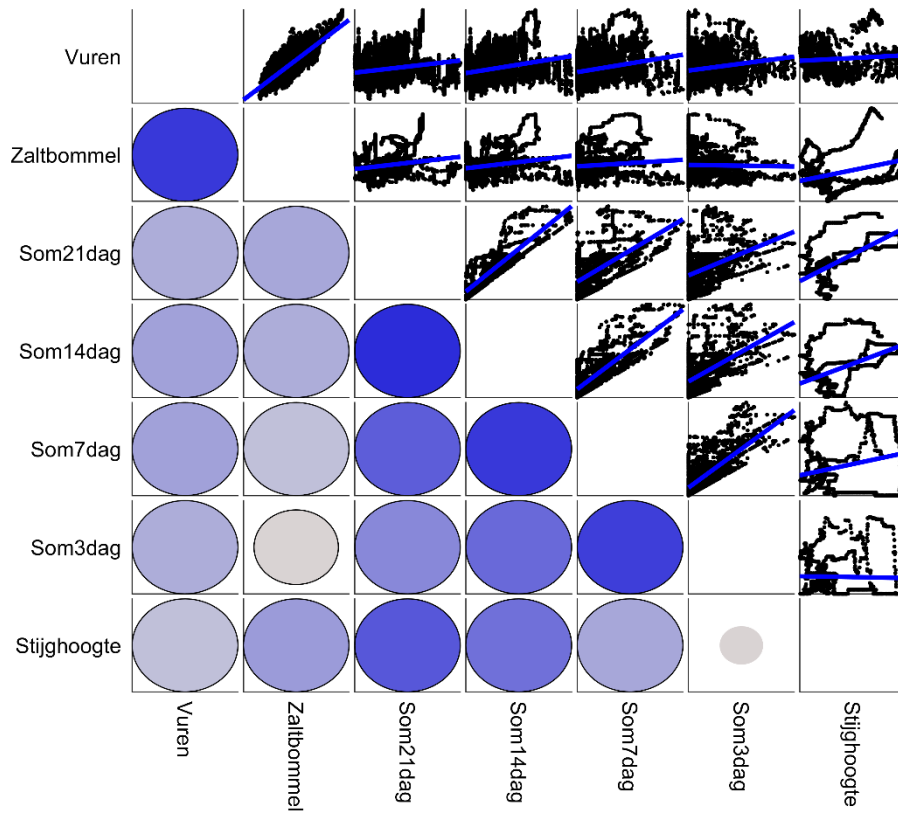
A Bijlage Peilbuismetingen

De gebruikte peilbuismetingen zijn in onderstaande tabel samengevat.

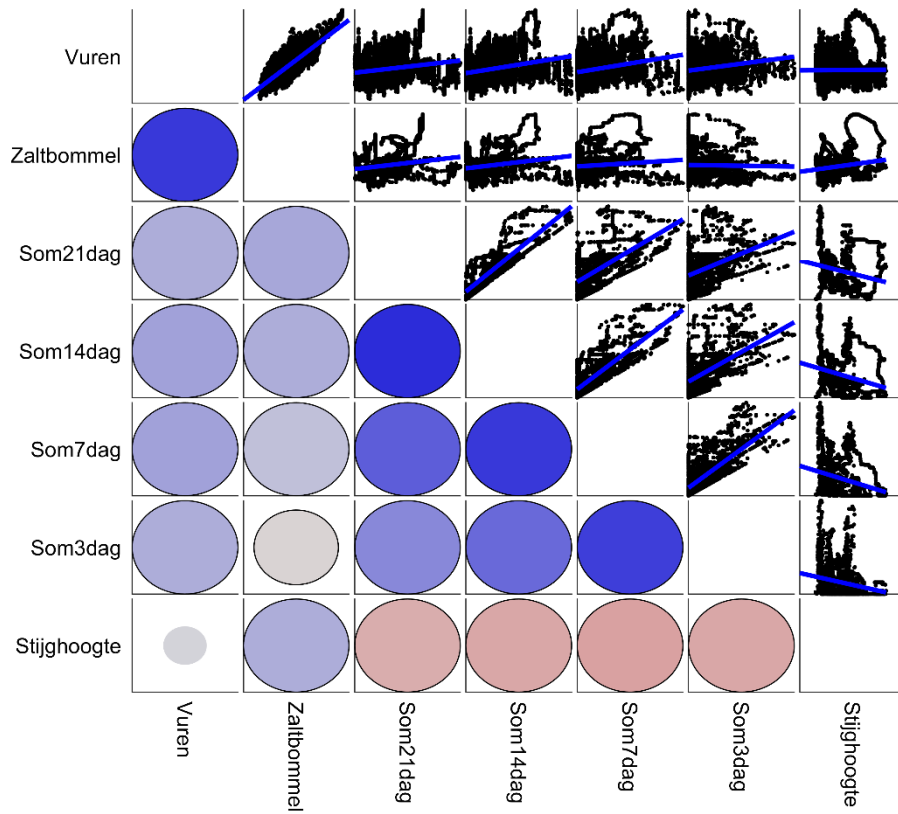
Tabel 4-1 Overzicht gebruikte metingen.

Naam	X coördinaat	Y coördinaat	Maaiveld cm t.o.v. NAP	Bovenkant filter cm t.o.v. Nap	Onderkant filter cm t.o.v. Nap
TG304.+015_P_BUK	138743	425548	881	241	141
TG306.+097_P_BIK	138467	425552	904	74	-26
TG335.+035_P1_BIK	136437	426330	889	139	39
TG214.+029_P_KR	145226	425978	947	217	117
TG244.+014_P_KR	143120	424866	845	425	325
TG291.+061_P_KR	139974	425675	910	215	115
TG337.+009_P_KR	136403	426482	855	175	75
TG349.+009_P_KR	135284	426617	784	94	-6
TG376.+005_P_KR	132755	426525	756	216	116

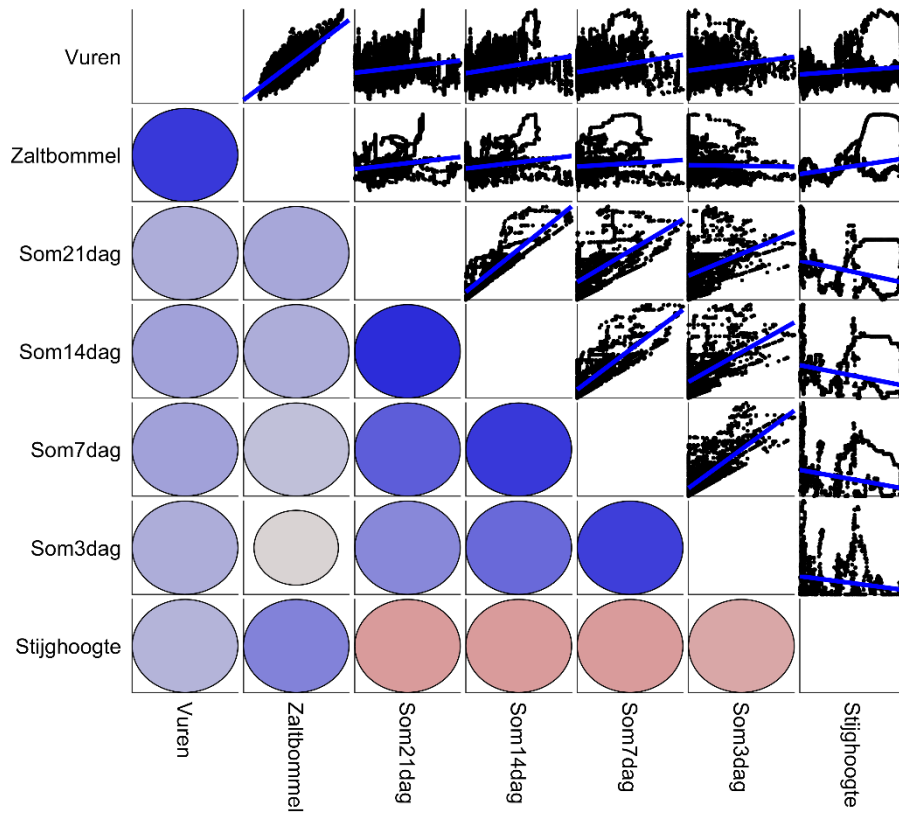
TG244.+014_{PK}R



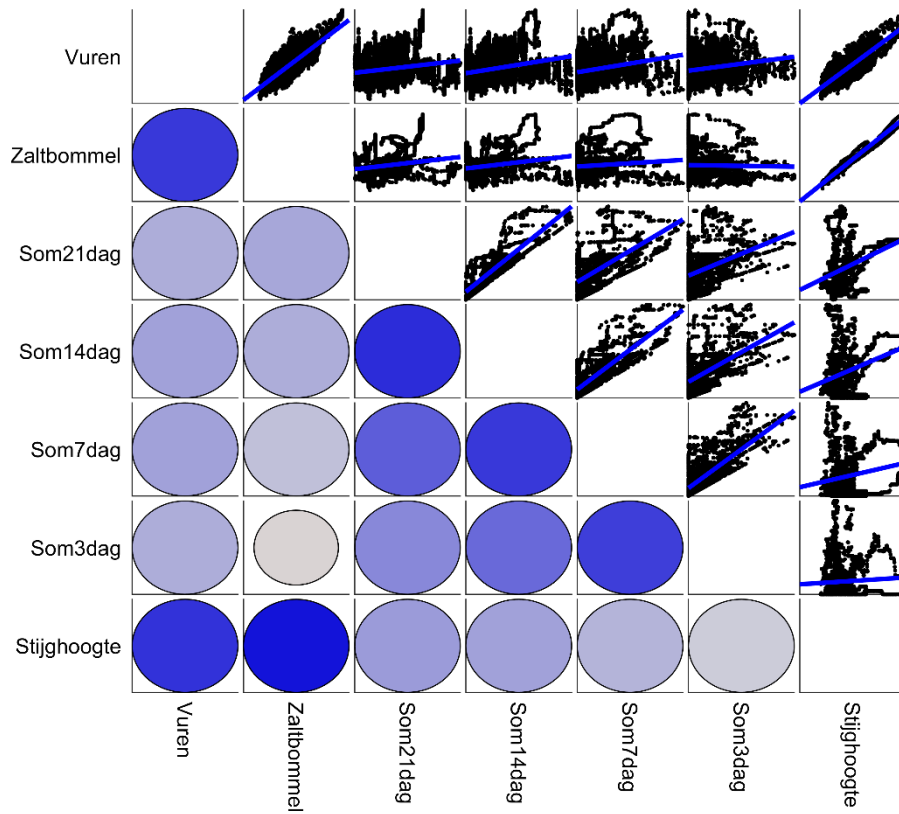
TG291.+061_{PK}R



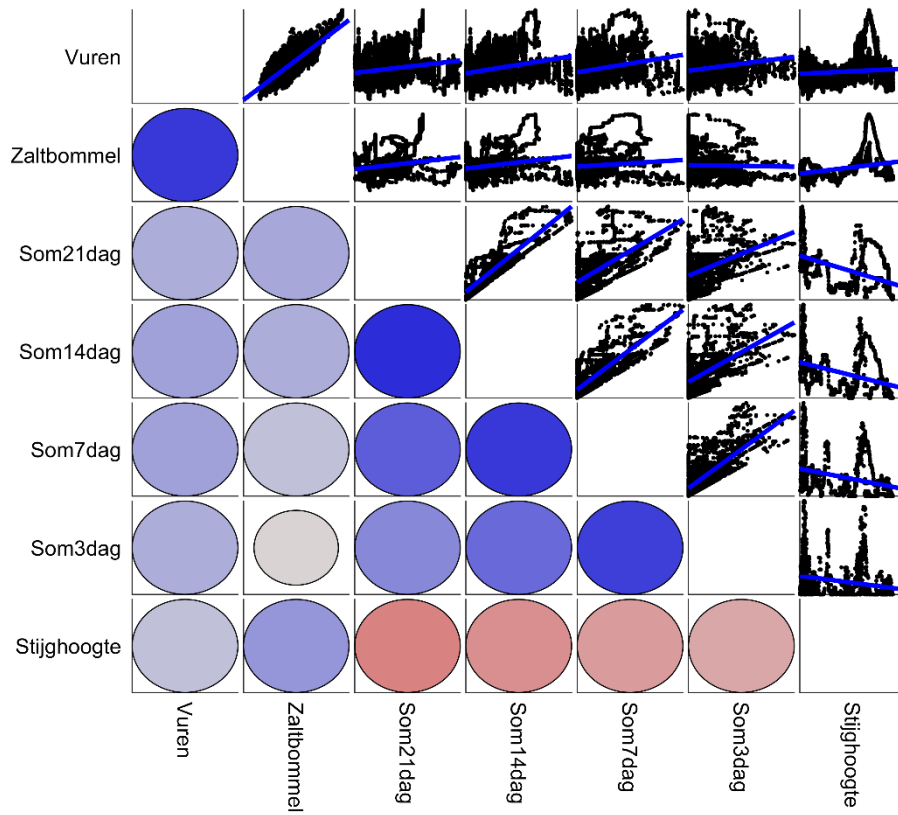
TG304.+015_{PB} UK



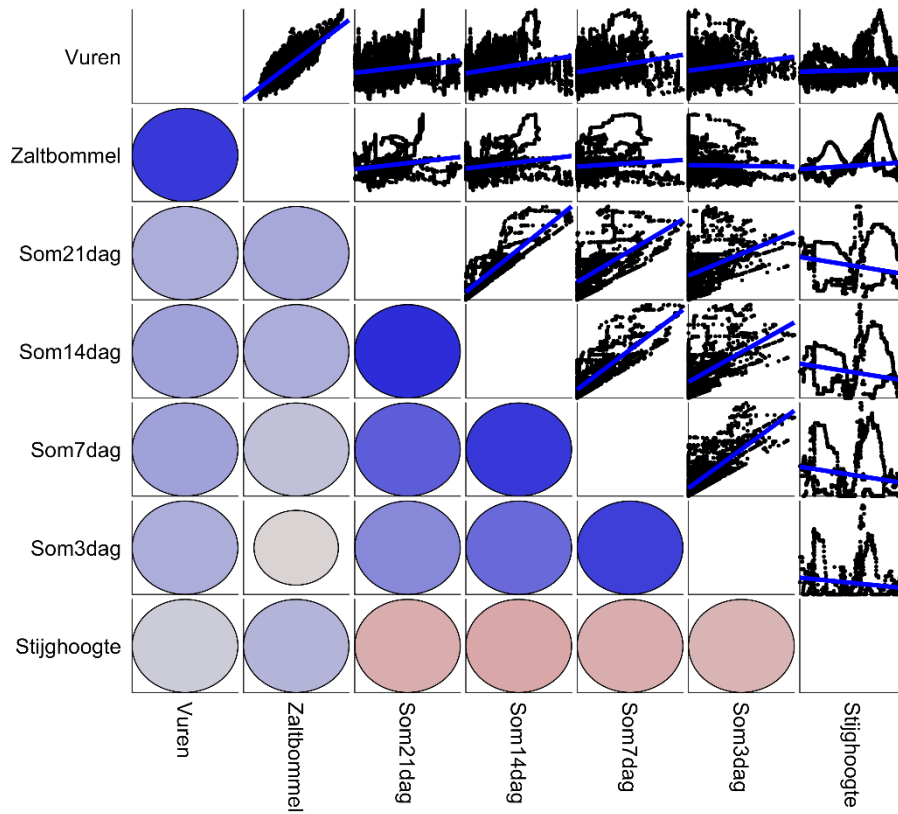
TG306.+097_{PB} IK



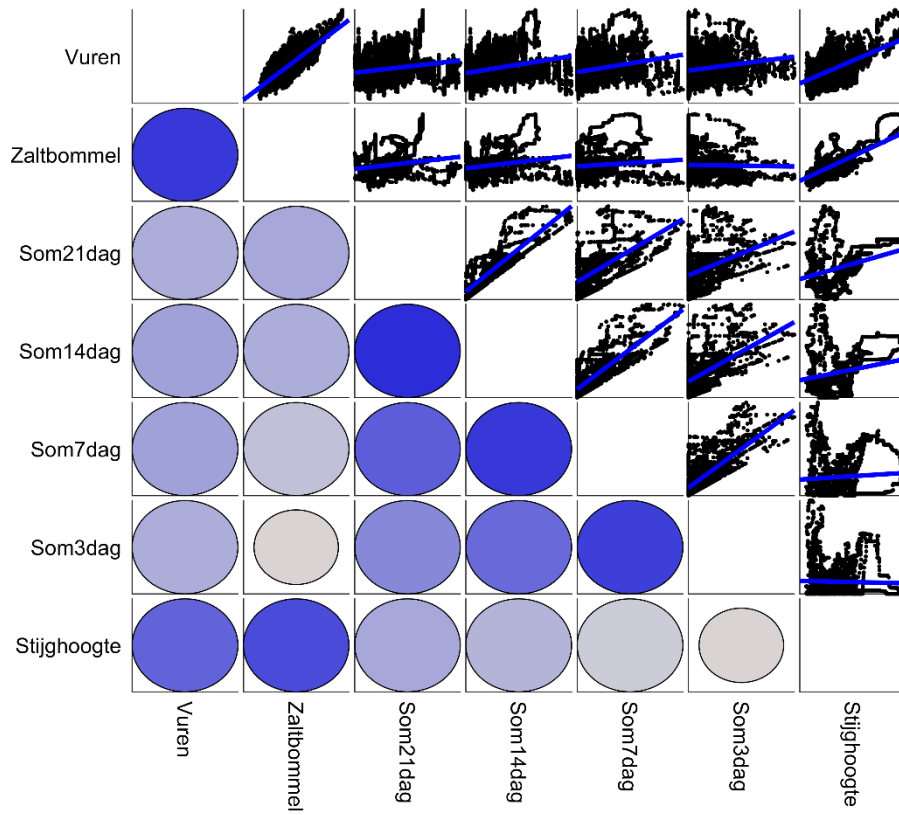
TG335.+035_P1_BIK



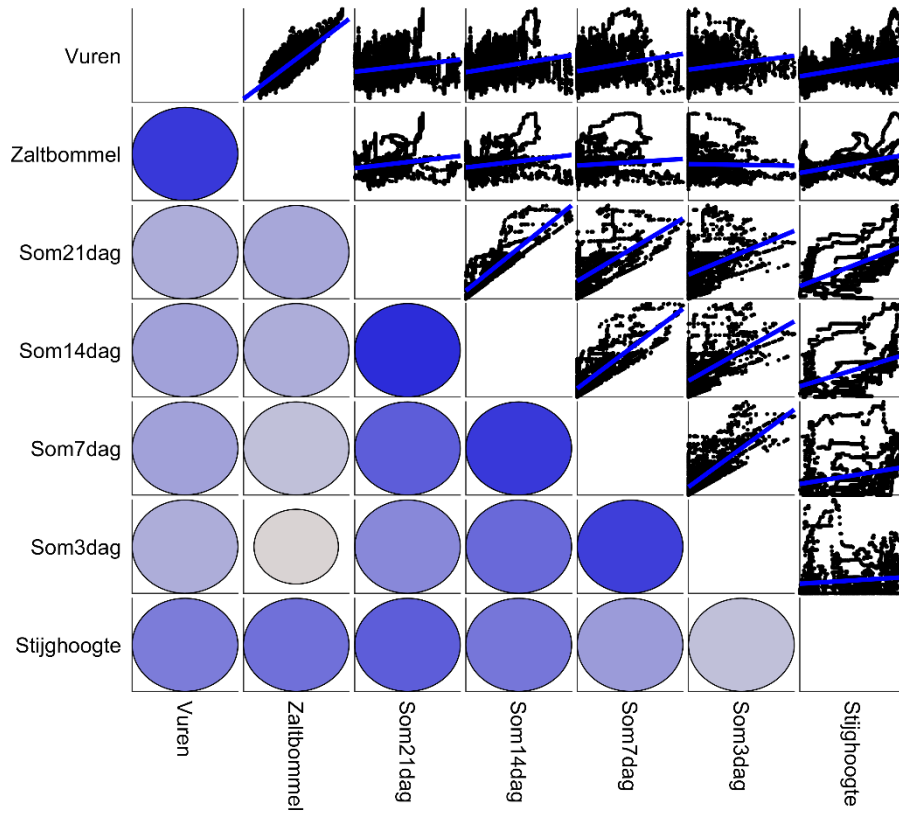
TG337.+009_{PK}R



TG349.+009_{PK}R

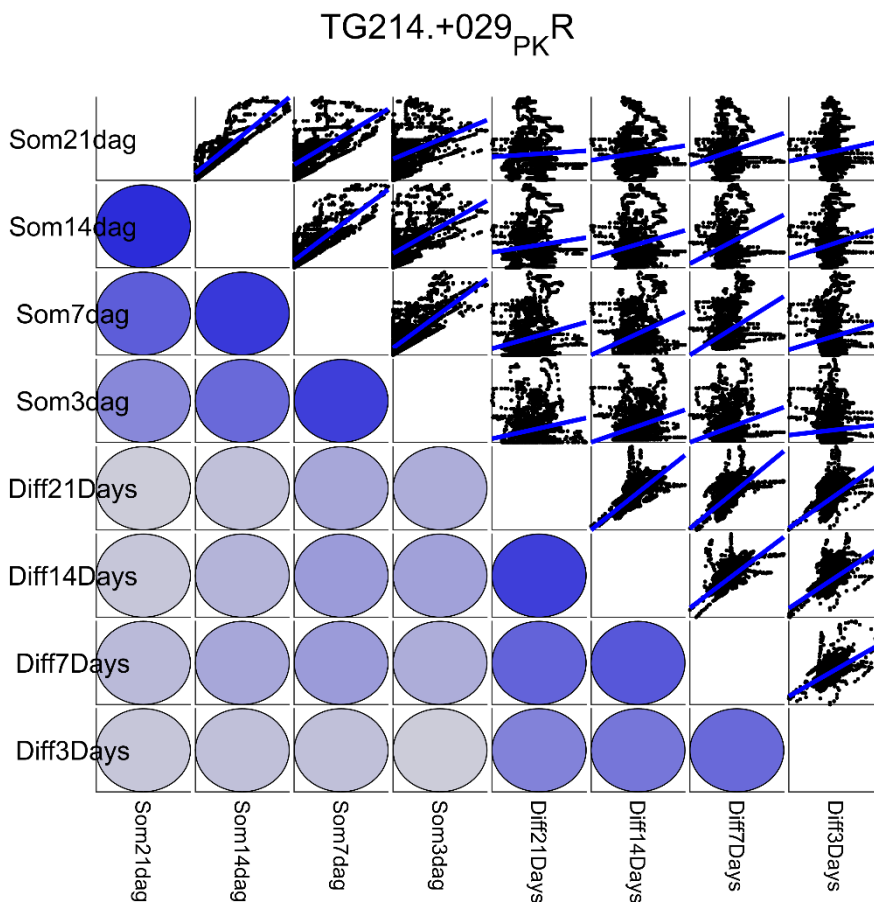
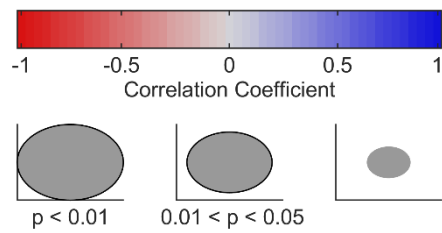


TG376.+005_{PK}R

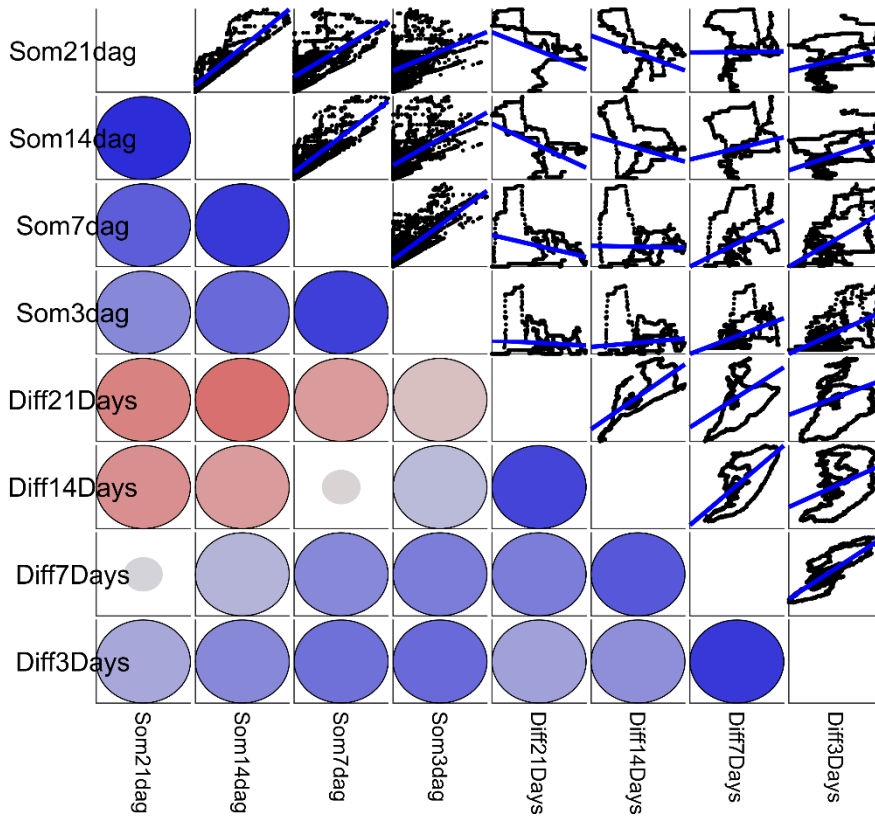


C Correlatie verandering stijghoogte over perioden

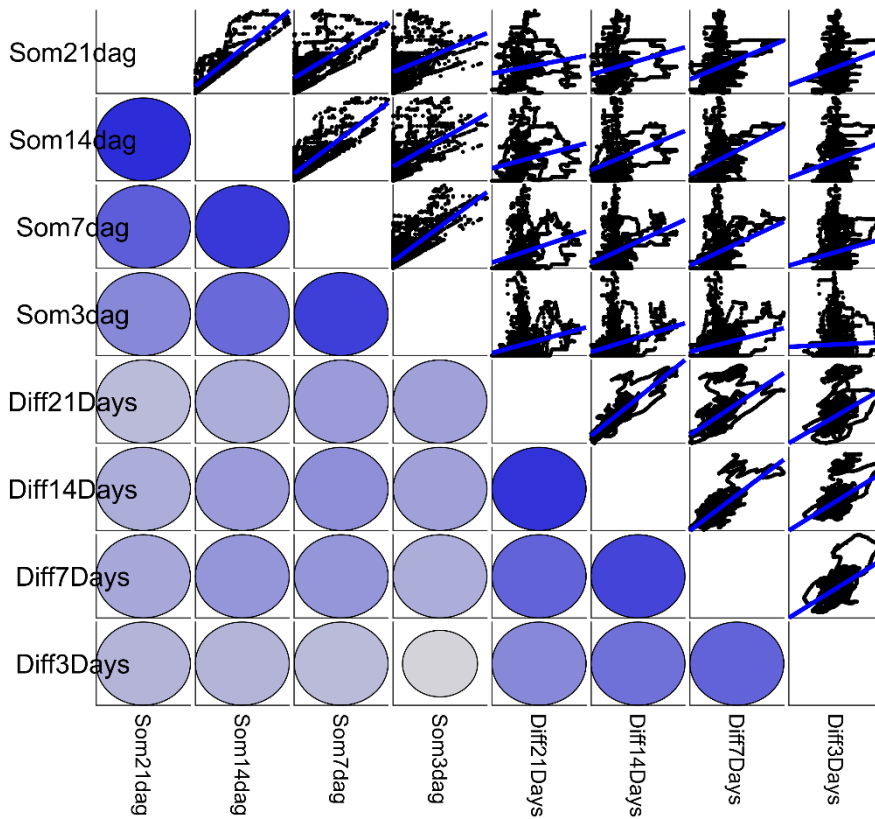
In deze bijlage is het verschil in de waterstand over 3, 7, 14 en 21 dagen berekend en is de correlatie daarvan met de gesommeerde regenval in die periodes bepaald. Onderstaande figuren tonen de scatterplots van deze variabelen ten opzichte van elkaar. De laatste kolom is de correlatie van het verschil in de stijghoogte over met de verschillende variabelen. De bollen geven de Pearson correlatiecoëfficiënt (kleur) en de p waarde (een indicatie van de waarschijnlijkheid dat de correlatie coëfficiënt tussen de twee variabelen niet nul is, een waarde < 0.05 is een indicatie dat er een correlatie is) aan. Onderstaande legenda is van toepassing op alle figuren, grote bollen duiden op waarschijnlijkere correlatie.



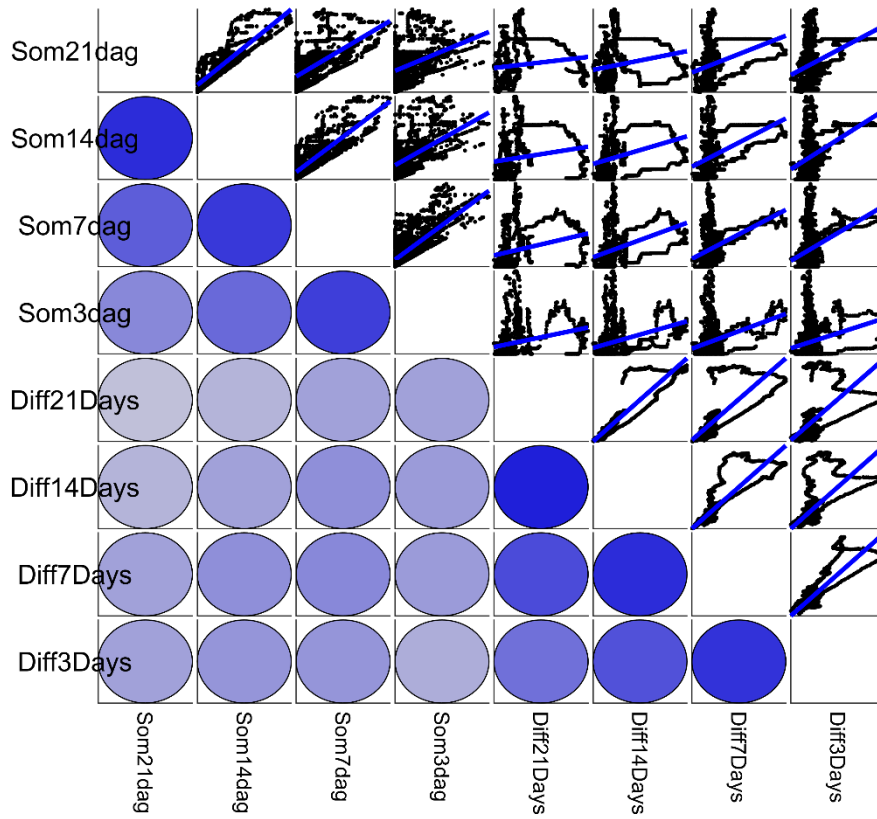
TG244.+014_{PK}R



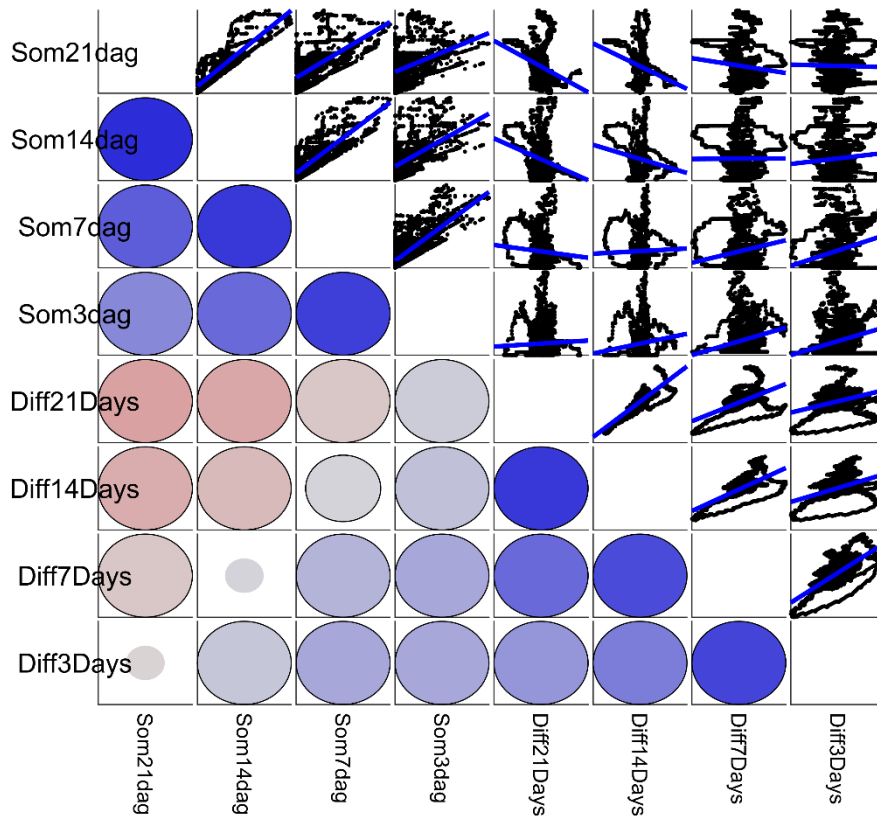
TG291.+061_{PK}R



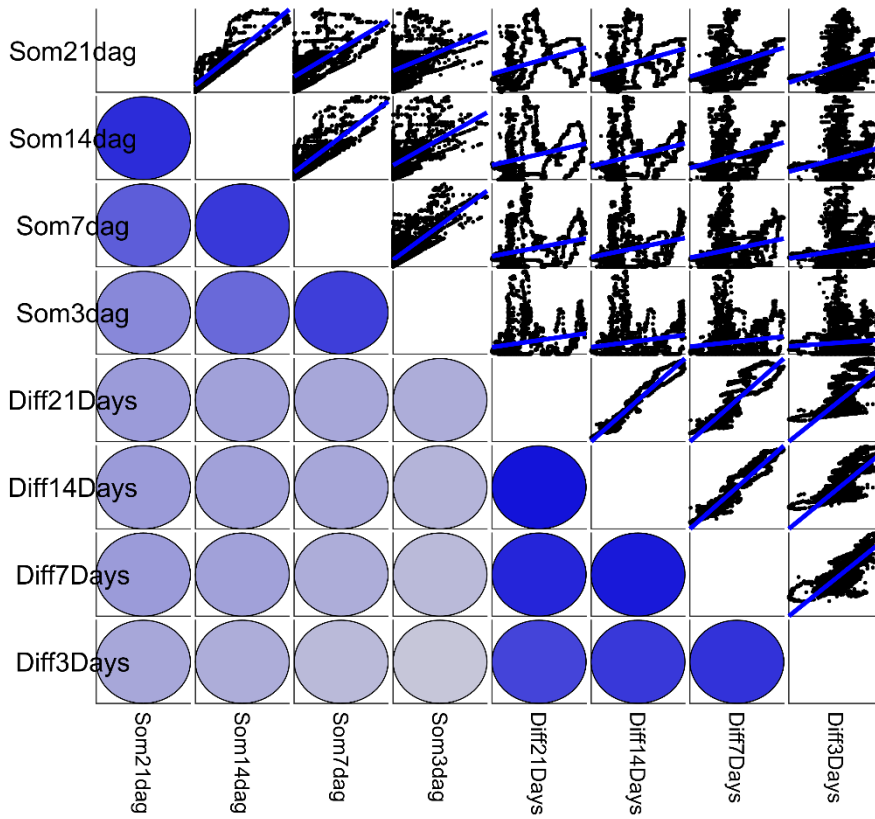
TG304.+015_{PB}UK



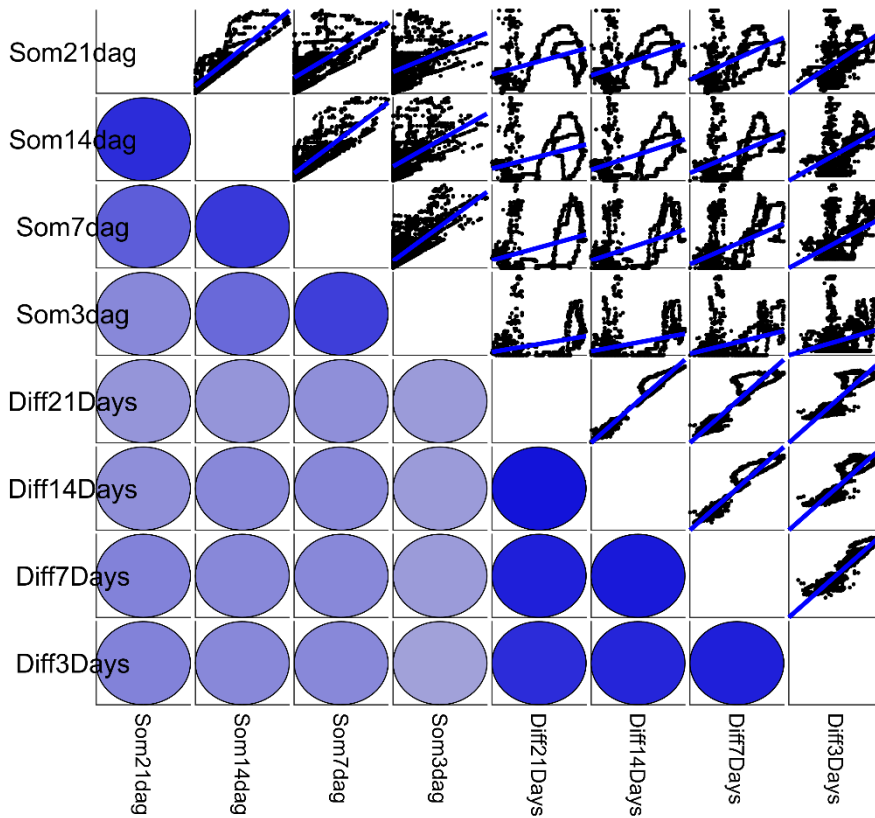
TG306.+097_{PB}IK



TG335.+035_P1_BIK



TG337.+009_{PK}R



TG349.+009_{PK}R

