



RWS INFORMATIE -

Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken – Ontwerpverificaties voor de hoogwatersituatie

Groene versie 2018

Datum	1 november 2018
Status	Definitief – groene versie

Colofon

Uitgegeven door	RWS-WVL Waterkeringen
Informatie	Helpdesk Water
Telefoon	088-7977102
Uitgevoerd door	Bob van Bree, Rob Delhez, Ruben Jongejan en Arnaud Casteleijn
Opmaak	
Datum	1 november 2018
Status	Definitief, groene versie
Versienummer	D2

Inhoud

1	Inleiding 11
1.1	Algemeen 11
1.2	Doel en doelgroep van de Werkwijzer11
1.3	Scope 12
1.4	Relatie met Leidraad Kunstwerken 2003 13
1.5	Status van deze Werkwijzer: groene versie13
1.6	Leeswijzer 13
1.7	Referenties en achtergronddocumenten 14
2	Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen 15
2.1	Waterwet en Bouwbesluit 15
2.2	Overstroming: overschrijding van het kombergend vermogen 15
2.3	Faalmechanismen en resulterende overstromingssituaties 16
2.3.1	Overstroming ter plaatste van kunstwerken 16
2.3.2	Overstroming bij dijklichamen 17
2.4	Praktische keuzen ten aanzien van komberging bij ontwerpen kunstwerken 17
2.4.1	Komberging; niet sluiten, overslag en/of overloop 18
2.4.2	Komberging; piping en constructief bezwijken 18
2.5	De overstromingskansnormen in de Waterwet 18
2.6	Van overstromingskansnormen per traject naar betrouwbaarheidseisen per faalmechanisme voor individuele kunstwerken 19
2.6.1	Een traject als seriesysteem 19
2.6.2	Stap 1: Bepaal faalkanseisen per faalmechanisme op trajectniveau 20
2.6.3	Stap 2: Bepaal faalkanseisen per faalmechanisme voor een individueel kunstwerk of constructieonderdeel 21
2.6.4	Alternatieve verificatiewijzen 24
2.7	Ontwikkeling van sterkte en belasting in de tijd 25
2.8	Verificatiemethoden 26
2.9	Referenties en achtergronddocumenten 26
3	Hydraulische belastingen 29
3.1	Inleiding 29
3.2	Toelichting beschikbare instrumenten29
3.2.1	Introductie Hydra-NL 29
3.2.2	Introductie Waterstandsverloop 30
3.2.3	Introductie Riskeer 31
3.2.4	Introductie Waterdata en Tienjarige overzichten 31
3.3	Overzicht hydraulische belastingen 32
3.3.1	Overzicht hydraulische belastingen per faalmechanisme 32
3.3.2	Nadere toelichting faalmechanisme Hoogte 32
3.3.3	Nadere toelichting faalmechanismen niet sluiten en constructief falen 33
3.4	Toepassen van klimaatscenario's 33
3.4.1	De basis: hydraulische randvoorwaarden voor de Wettelijke beoordeling 34
3.4.2	Vertaling naar hydraulische randvoorwaarden voor ontwerpen 34
3.5	Overige toeslagen op de waterstand 35
3.5.1	Bui-oscillaties en buistoten 35
3.5.2	Seiches 35
3.5.3	Lokale opwaaiing 36

3.6	Golfgroei tijdens de hoogwatergolf	36
3.6.1	Kust	36
3.6.2	Meren	38
3.6.3	Vecht- en IJsseldelta	39
3.6.4	Benedenrivieren	41
3.6.5	Bovenrivieren Maas en Rijn	43
3.7	Kunstwerken achter havendammen	43
3.8	Referenties en achtergronddocumenten	44
4	Niet sluiten	45
4.1	Inleiding	45
4.1.1	Inleiding faalmechanisme	45
4.1.2	Fenomenologische beschrijving	45
4.1.3	Stappenplan en ontwerpstrategie	46
4.1.4	Safety format	49
4.2	Belastingen en optredend instromend debiet	53
4.2.1	Waterstanden en golven	53
4.2.2	Waterstandsverloop buitenwater	54
4.2.3	Optredend instromend debiet bij niet gesloten zijn kunstwerk	54
4.3	Sterkte	55
4.3.1	Eenvoudige ontwerpregels betrouwbaarheid sluiting	56
4.3.2	De faalkans van sluiting	57
4.3.3	De kans dat een kunstwerk open staat	60
4.3.4	Geometrie van het niet hoogwater kerend gesloten kunstwerk	61
4.3.5	Komberging	61
4.3.6	Bodembescherming	62
4.4	Concrete ontwerpadviezen	63
4.4.1	Eenvoudige ontwerpregels	63
4.4.2	Gedetailleerd ontwerp	63
4.5	Referenties en achtergronddocumenten	64
5	Hoogte	65
5.1	Inleiding	65
5.1.1	Inleiding faalmechanisme	65
5.1.2	Fenomenologische beschrijving	65
5.1.3	Stappenplan en ontwerpstrategie	66
5.1.4	Safety format	68
5.2	Belastingen en optredend overslag- en/of overloopdebiet	71
5.2.1	Combinatie waterstand en golven	71
5.2.2	Waterstandsverloop buitenwater	71
5.2.3	Optredend overslag- en/of overloopdebiet	71
5.2.4	Golfoverslag als niet-stationair verschijnsel	74
5.3	Sterkte	75
5.3.1	Kerende hoogte en breedte van het kunstwerk	75
5.3.2	Komberging	75
5.3.3	Bodembescherming	76
5.3.4	Maximaal overslagdebiet vanuit constructief oogpunt	77
5.4	Bepalen benodigde kerende hoogte	77
5.4.1	Bepalen benodigde hoogte met behulp van Hydra-NL	77
5.4.2	Bepalen benodigde hoogte met behulp van Riskeer	77
5.4.3	Scherpere bepaling overslagdebiet	78
5.4.4	Berekening aanleghoogte	78
5.5	Relatie met de EurOtop-manual	78
5.5.1	Wanneer EurOtop te gebruiken?	78

5.5.2	Omgang met verschillende constructievormen in EurOtop 2016	79
5.5.3	Belastingstatistiek bij gebruik EurOtop-manual	80
5.6	Concrete ontwerpadviezen hoogte kunstwerk	80
5.7	Referenties en achtergronddocumenten	81
6	Piping	83
6.1	Inleiding	83
6.1.1	Inleiding faalmechanisme	83
6.1.2	Fenomenologische beschrijving	83
6.1.3	Safety format en beknopte modelbeschrijvingen	85
6.1.4	Stappenplan voor ontwerp	90
6.2	Belastingen	92
6.2.1	Verval over het kunstwerk	92
6.2.2	Verhang over benedenstroomse kwelscherm	92
6.2.3	Tijdsafhankelijkheid van de belasting	93
6.3	Sterkte	93
6.3.1	Kwelweglengte	94
6.3.2	Grondslag	95
6.3.3	Bodembescherming en filterconstructies	95
6.3.4	Degradatie	96
6.4	Schematisering	96
6.4.1	Geometrie kunstwerk	96
6.4.2	Bodemopbouw onder en naast het kunstwerk	97
6.5	Maatregelen ter voorkoming van piping	98
6.5.1	Aanbrengen van filterconstructies	98
6.5.2	Aanbrengen kwelschermen	98
6.6	Aanscherping benodigde voorzieningen tegen piping	99
6.7	Overige ontwerpadviezen	99
6.8	Voorbeeld	100
6.9	Referenties en achtergronddocumenten	100
7	Constructief falen	103
7.1	Inleiding	103
7.2	Scope en leeswijzer	103
7.3	Fenomenologische beschrijving constructief falen	103
7.3.1	Falen ten gevolge van bezwijken waterkerende constructieonderdelen	104
7.3.2	Falen ten gevolge van instabiliteit constructie en grondlichaam	105
7.4	Falen en bezwijken	105
7.5	Grenstoestandfunctie constructief bezwijken	106
7.6	Betrouwbaarheid van een constructie	108
7.7	Betrouwbaarheidseisen aan de constructie	110
7.7.1	Betrouwbaarheidseis Waterwet	111
7.7.2	Betrouwbaarheidseis Bouwbesluit	112
7.8	Ontwerpverificaties constructief falen	113
7.8.1	Wanneer een Bouwbesluit- en Waterwetverificatie?	113
7.8.2	Ontwerpverificatie volgens het Bouwbesluit	115
7.8.3	Ontwerpverificatie volgens de Waterwet	115
7.8.4	Typen verificatieprocedure	117
7.9	Stappenplan ontwerpverificatie	118
7.9.1	Ontwerpverificatieprocedure voor de hoogwaterbelastingsituatie (A1)	121
7.9.2	Ontwerpverificatieprocedure voor overige belastingsituaties (B)	123
7.10	Belastingen	125
7.10.1	Rekenwaarden voor de belasting	125
7.10.2	Hoogwaterbelastingsituatie	126

7.10.3	Overige hydraulische belastingen	134
7.10.4	Permanente belastingen	144
7.10.5	Variabele belastingen	145
7.10.6	Bijzondere belastingen	147
7.11	Sterkte	149
7.11.1	Rekenwaarde sterkte constructie	149
7.11.2	Achtergrond van de partiële materiaalfactor	149
7.11.3	Degeneratie	149
7.11.4	Vermoeiing	150
7.12	Concrete ontwerpadviezen	151
7.13	Referenties	151
8	Aansluitconstructies	155
8.1	Inleiding	155
8.1.1	Doel en definities	155
8.1.2	Afbakening	155
8.2	Eisen	156
8.3	Schematisering	157
8.3.1	Bezwijkprocessen	158
8.3.2	Ontwerpverificatie	158
8.4	Principe-oplossingen	161
8.5	Referenties	162
9	Bodembescherming	165
9.1	Inleiding	165
9.2	Typen bodembescherming	165
9.3	Belastingen	166
9.3.1	Oorzaken	166
9.3.2	Soorten belasting	166
9.4	Sterkte	168
9.4.1	Stabiliteitsrelaties voor stromingsbelasting	169
9.4.2	Stabiliteitsberekening voor overstort/plonsbelasting	174
9.5	Overige verificaties	175
9.5.1	Algemeen	175
9.5.2	Horizontale afmetingen	175
9.5.3	Verticale opbouw	177
9.5.4	Flexibiliteit	178
9.6	Omgaan met empirische formuleringen en onzekerheden	179
9.7	Referenties en achtergronddocumenten	179
10	Komberging	181
10.1	Inleiding	181
10.2	Grootte van de beschikbare komberging (V_c)	181
10.2.1	Toelaatbare waterstandsverhoging kombergend gebied (Δh_{kom})	181
10.2.2	Oppervlakte kombergend gebied (A_{kom})	182
10.2.3	Overige invloedsfactoren kombergend vermogen	183
10.2.4	Verdeling kombergend vermogen over meerdere kunstwerken	184
10.3	Instromend volume	184
10.3.1	Optredend faalmechanisme	185
10.3.2	Afmetingen van watervoerend element(en)	185
10.3.3	Optreden bresvorming	185
10.3.4	Verloop van de hoogwatergolf en de binnenwaterstand	186
10.4	Praktische aanpak instromend volume	186
10.5	Voorbeeld	188

10.5.1	Gegevens	188
10.5.2	Eerste benadering	188
10.5.3	Tweede benadering	190
10.5.4	Laatste benadering	191
10.5.5	Conclusie	192
10.6	Referenties en achtergronddocumenten	193
11	Casus 195	
11.1	Inleiding	195
11.1.1	Doel van dit hoofdstuk	195
11.1.2	Diepgang van dit hoofdstuk	195
11.2	Beschrijving van de situatie en het voorlopig ontwerp	195
11.2.1	Algemeen	195
11.2.2	Locatie	195
11.2.3	Gegevens dijktraject	197
11.2.4	Beoogde afmetingen	198
11.2.5	Beoogd keringconcept	198
11.2.6	Lay-out keersluis op hoofdlijnen	199
11.2.7	Constructie en bodemopbouw	199
11.2.8	Overige gegevens volgend uit het voorlopig ontwerp van de keersluis	201
11.3	Uitwerking hoogte (HTKW)	202
11.3.1	Stap 1 Bepaal faalkanseis	202
11.3.2	Stap 2 Bepaal kritiek debiet bodembescherming / sterkte keermiddel	202
11.3.3	Stap 3 Bepaal kerende hoogte	203
11.3.4	Stap 4 Verificatie kombergend vermogen	206
11.3.5	Stap 5 Bepaal hoogte waarbij beschikbare komberging niet wordt overschreden	211
11.3.6	Stap 6 Bepaal opnieuw kerende hoogte met Hydra-NL	211
11.3.7	Stap 7 Controleer of komberging niet wordt overschreden	212
11.3.8	Uitwerking met kleinere komberging	212
11.3.9	Aanscherping met behulp van EurOtop2016	215
11.4	Uitwerking niet sluiten (BSKW)	216
11.4.1	Stap 1 Eenvoudige ontwerpregels	217
11.4.2	Stap 2 Bepaal faalkanseis	217
11.4.3	Stap 3 Bepaal maximaal toelaatbaar instromend volume (komberging)	218
11.4.4	Stap 4 Bepaal kritiek debiet vanuit bodembescherming	218
11.4.5	Stap 5 Bepaal maximaal toelaatbare buitenwaterstand	218
11.4.6	Stap 6 Bepaal kans op niet hoogwater kerend gesloten staan van het kunstwerk	224
11.4.7	Stap 7 Bepaal de vereiste kans van sluiten van de keermiddelen	224
11.4.8	Stap 8 Verifieer of gekozen sluitmiddelen voldoen aan de in stap 7 bepaalde eis	224
11.5	Uitwerking piping (PKW)	226
11.5.1	Stap 1 Bepaal ontwerpverval over het kunstwerk	226
11.5.2	Stap 2 en 3 Vaststellen of aanwezige kwelweglengte volstaat	227
11.6	Uitwerking constructief falen	229
11.6.1	Stap 1: kies het te verifiëren constructieonderdeel	230
11.6.2	Stap 2: bepaal de relevante belastingen	230
11.6.3	Keuze A of B: ontwerpverificatie ten aanzien van hoogwater- of overige belastingen	230
11.6.4	Stap 3: bepaal de betrouwbaarheidseis vanuit het Bouwbesluit	230
11.6.5	Stap 4: bepaal de betrouwbaarheidseis vanuit de Waterwet	230
11.6.6	Stap 5: verzamel de gegevens van het constructieonderdeel	230
11.6.7	Stap 6: kies te verifiëren sterktegrootte en bepaal de grenstoestandfunctie/unity check	231
11.6.8	Stap 7 en 8: bepaal de representatieve waarde en rekenwaarde van de sterkte	233

11.6.9	Stap 9: genereer de marginale waterstand, golfhoogte- en golfperiode statistiek met Hydra-NL en bepaal de mate van onderlinge correlatie.	233
11.6.10	Stap 10: Bepaal de rekenwaarde van het belastingeffect o.b.v. het Bouwbesluit	235
11.6.11	Stap 11: verificatie volgens het Bouwbesluit	240
11.6.12	Stap 12: Bepaal de rekenwaarde van het belastingeffect o.b.v. de Waterwet	241
11.6.13	Stap 13: verificatie volgens de Waterwet	242
11.7	Referenties	242

Termen en definities 243

Totstandkoming en kwaliteitsborging 247

Bijlage A Proces van 'Ontwerpen' incl. LCC 249

A.1	Inleiding	249
A.2	Structuur van het ontwerpproces	249
A.3	Ontwerpen van waterkerende kunstwerken	251
A.3.1	Operationeel concept en functies	251
A.3.2	Omgevingsanalyse	251
A.3.3	Aspect analyse	251
A.3.4	Eisen	251
A.3.5	Beoordelingscriteria	252
A.3.6	Varianten	253
A.4	Verificatie van het ontwerp	253
A.4.1	Verificatie algemeen	253
A.4.2	Verificatie van waterkeringseisen	253
A.5	Bijzondere onderwerpen	254
A.5.1	Beoordelen	254
A.5.2	Beheer en onderhoud	254
A.5.3	Betrouwbaarheid sluiting in het ontwerp	254

Bijlage B Standaard faalkansen 257

Bijlage C Verificatie hoogwaterbelastingsituatie bij dominant eigengewicht 259

Bijlage D Golfbelasting volgens het model van Goda 263

Bijlage E Stappenplan probabilistische verificatie hoogwaterbelasting 269

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De kwetsbaarheid van Nederland voor overstromingen is algemeen bekend en een sterk stelsel van (primaire) waterkeringen wordt daarom unaniem gezien als een basisvoorwaarde voor de Nederlandse samenleving. De Watersnoodramp van 1953 en de bijna-overstromingen in 1993 en 1995 laten zien dat waterveiligheid continue aandacht vraagt.

De meeste waterkeringen zijn van grond. Kunstwerken wijken in die zin daarvan af dat ze voor een belangrijk deel zijn opgebouwd uit andere materialen zoals staal, beton, hout, metselwerk en kunststof. Kunstwerken worden voor andere doelen dan waterkeren gebouwd zoals scheepvaart, verkeer en waterhuishouding, maar moeten uiteraard wel aan de wettelijke norm voor waterkeren voldoen.

Bij het ontwerp van waterkerende kunstwerken wordt de *Leidraad Kunstwerken* [Ref. 2.2] tot op heden veel gebruikt. De Leidraad Kunstwerken dateert van 2003 en is dus bij het verschijnen van deze *Werkwijzer ontwerpen waterkerende kunstwerken* ongeveer 15 jaar oud. De belangrijkste reden om deze Werkwijzer op te stellen is de veranderde wetgeving waarbij van een overschrijdingskansnorm is overgestapt op de overstromingskansnorm. Daarnaast is ook de bouwregelgeving (Bouwbesluit) aangepast en wordt voor bouwconstructies inmiddels gewerkt met de zogenaamde Eurocodes. Uiteraard geven ook 15 jaar ontwikkeling van waterkeringstechniek en 15 jaar ervaring met de Leidraad Kunstwerken 2003 aanleiding tot aanpassingen en verbeteringen.

Het gewenste veiligheidsniveau van waterbouwkundige kunstwerken met een waterkerende functie ligt verankerd in de Waterwet en het Bouwbesluit. Aan beide dient voldaan te worden en derhalve is de strengste maatgevend. Omdat beide wetten op verschillende uitgangspunten zijn gebaseerd is een directe onderlinge vergelijking echter niet altijd eenvoudig te maken. Dit speelt met name bij constructieve faalmechanismen. In hoofdstuk 7 worden praktische handvatten gegeven hoe hiermee om te gaan.

1.2 Doel en doelgroep van de Werkwijzer

Deze Werkwijzer heeft als doel: het bieden van methoden waarmee met de huidige kennis en huidige hulpmiddelen op praktische wijze kan worden geverifieerd of het ontwerp van een waterbouwkundig kunstwerk in een primaire waterkering bij passend beheer en onderhoud gedurende zijn gehele levensduur het in de wet vereiste waterkerend vermogen bezit.

De Werkwijzer is daarbij met name gericht op de ontwerper/constructeur met meerdere jaren werkervaring en ook op degene die de ontwerpspecificaties opstelt waaraan een kunstwerk moet voldoen.

Opmerkingen:

- (1) De Werkwijzer geeft handvatten voor de verificatie van een ontwerp op basis van de eisen uit de Waterwet/Bouwbesluit, inclusief de daarvoor noodzakelijke schematisering, maar is geen handleiding voor het integrale ontwerp van een waterkerend kunstwerk. In 0 worden wel enkele algemene aanwijzingen voor het verloop van een ontwerpproces gegeven.

- (2) Men treft in de Werkwijzer dus geen formules aan die, uitgaande van de eisen, leiden tot de optimale afmetingen of specificaties van kunstwerkonderdelen. Als men de Werkwijzer in die zin wil gebruiken moet men eerst de ontwerpgrootheden schatten, berekenen of deze voldoen en zo nodig de schattingen bijstellen.
- (3) De verificatie van een ontwerp vertoont veel overeenkomsten met de verificatie (beoordeling) van een bestaande constructie. Toch zijn er belangrijke verschillen.
 - Bij ontwerpen wordt verder in de toekomst gekeken. Daarom moet bij het ontwerp rekening worden gehouden met (in meer of mindere mate moeilijk te kwantificeren) onzekere aspecten als klimaatverandering, degradatie, veroudering en zettingen binnen de gekozen ontwerplevensduur.
 - Bij ontwerpen worden ook andere functies en aspecten dan alleen de waterveiligheid beschouwd (hetgeen overigens buiten de scope van deze Werkwijzer valt).
 - Bij beoordelen wordt uitgegaan van de bestaande kenmerken van het kunstwerk, terwijl bij ontwerpen het kunstwerk wordt vormgegeven. Hierdoor kan anders worden omgegaan met onzekerheden.

1.3 Scope

Het toepassingsgebied van deze Werkwijzer is beperkt tot waterkerende kunstwerken (onder andere coupures, schut-, spui- en keersluizen, in- en uitlaatsluizen, gemalen). De Werkwijzer gaat niet over leiding(kruising)en, tunnels, langsconstructies of de grote stormvloedkeringen, alhoewel die laatste wel kunnen vallen binnen het geldigheidsgebied van sommige mechanisme-modellen.

De aansluitingen van deze constructies op de aangrenzende dijkvakken (Aansluitconstructies) en Overgangsconstructies (bijvoorbeeld van de bodembescherming of de dijkbekleding op het kunstwerk) worden ook tot het toepassingsgebied gerekend.

Deze Werkwijzer betreft het ontwerpen en kijkt daarbij vooruit over de gehele ontwerplevensduur (met medeneming van bijvoorbeeld zeespiegelrijzing en bodemdaling). Daarmee zijn er raakvlakken met het Ontwerp Instrumentarium (onder andere de Grondslagen voor Hoogwaterbescherming) maar ook met het Wettelijk Beoordelings Instrumentarium (WBI). Het beheer en onderhoud van kunstwerken komt in deze Werkwijzer slechts in algemene bewoordingen aan bod. Hiervoor wordt verwezen naar de verhandelingen uit de Leidraad Kunstwerken 2003 over dit onderwerp.

Bij het uitvoeren van een algehele ontwerpverificatie moet uiteraard breder worden gekeken dan de waterkerende functie die in deze leidraad centraal staat. In veel gevallen is het aan de ontwerper om daarvoor passende randvoorwaarden en betrouwbaarheidseisen te bepalen.

Door het multidisciplinaire karakter van het ontwerp van kunstwerken kunnen ook nog andere wetten, normen, richtlijnen en regels van belang zijn, zoals bijvoorbeeld de Machinerichtlijn voor aandrijfsystemen. Deze vallen buiten de scope van deze Werkwijzer.

1.4 Relatie met Leidraad Kunstwerken 2003

In deze Werkwijzer is de methode uit bijlagen B1-B5 en B7-B9 van de *Leidraad Kunstwerken 2003* [Ref. 2.2] aangepast en in lijn gebracht met de overstromingskansbenadering en de vigerende stand der techniek. De basisgedachten die ten grondslag liggen aan de hoofdstukken 2 tot en met 5 en bijlage B6 uit de *Leidraad Kunstwerken 2003* zijn in principe nog altijd bruikbaar. Wel moet hierbij bedacht worden dat de teksten uit deze hoofdstukken op onderdelen zijn ingehaald door de tijd en niet meer letterlijk van toepassing zijn.

1.5 Status van deze Werkwijzer: groene versie

Dit document is een groene versie. De instrumenten waarmee wordt gewerkt zijn relatief nieuw. De voorgestelde methoden en werkwijzen zijn getest op een beperkt aantal cases. Daarom zijn suggesties tot verbetering en/of optimalisatie van de voorgestelde werkwijzen van harte welkom. Deze kunnen worden aangedragen via de Helpdesk Water.

1.6 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt, uitgaande van de Waterwet en de *Grondslagen voor Hoogwaterbescherming* [Ref. 2.1], ingegaan op het systeem waarin het kunstwerk functioneert als onderdeel van de primaire waterkering en de mogelijke overstromingssituaties welke leiden tot het overschrijden van het kombergend vermogen. Aan de hand van de hoofdfoutenboom voor een waterkering wordt de faalkansruimte voor de kunstwerken weergegeven. Ingegaan wordt op de toedeling van deze faalkansruimte aan de verschillende faalmechanismen (*niet sluiten, hoogte, piping en constructief falen*).

In hoofdstuk 3 wordt vervolgens ingegaan op de hydraulische belastingen die van toepassing zijn bij het ontwerpen van waterkerende kunstwerken. Hierbij worden de belangrijkste instrumenten besproken en wordt ingegaan op klimaatscenario's en andere toeslagen op de waterstand.

In de hoofdstukken 4 tot en met 7 worden vervolgens de faalmechanismen *niet sluiten, hoogte, piping en constructief falen* nader uitgewerkt. Bij het faalmechanisme *constructief falen* wordt ook ingegaan op de rol van het Bouwbesluit en de daarin aangeroepen Eurocodes.

Hoofdstuk 8 geeft een eerste aanzet voor het ontwerpen van Aansluitconstructies.

De hoofdstukken 9 en 10 geven nadere informatie over komberging en erosiebestendigheid van de bodembescherming zoals die met name van belang is voor de faalmechanismen *niet sluiten* en *hoogte* (hoofdstukken 4 en 5).

Ten slotte wordt in hoofdstuk 11 een case behandeld: een ontwerpverificatie voor een keersluis.

Bijlage A behandelt algemene informatie over het ontwerpproces. Bijlage B is een aanvulling op hoofdstuk 4. Bijlagen C, D en E behoren bij hoofdstuk 7 *Constructief falen*. Bijlage C gaat in op de verificatie van de constructie in de weinig voorkomende situatie dat het eigengewicht dominant is in de hoogwaterbelastingssituatie. Bijlage D behandelt het model van Goda voor de bepaling van golfbelastingen op constructies en bijlage E geeft een beknopt stappenplan voor een volledig probabilistische verificatie.

Alle referenties die genoemd staan in deze Werkwijzer en niet gratis of tegen betaling verkrijgbaar zijn, zijn samen met de Werkwijzer geupload op de Helpdesk Water.

1.7 Referenties en achtergronddocumenten

[Ref. 2.1] Grondslagen voor hoogwaterbescherming, Expertisenetwerk Waterveiligheid, Tweede herziene druk, november 2017

[Ref. 2.2] Leidraad Kunstwerken 2003, TAW, mei 2003

2 Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen

2.1 Waterwet en Bouwbesluit

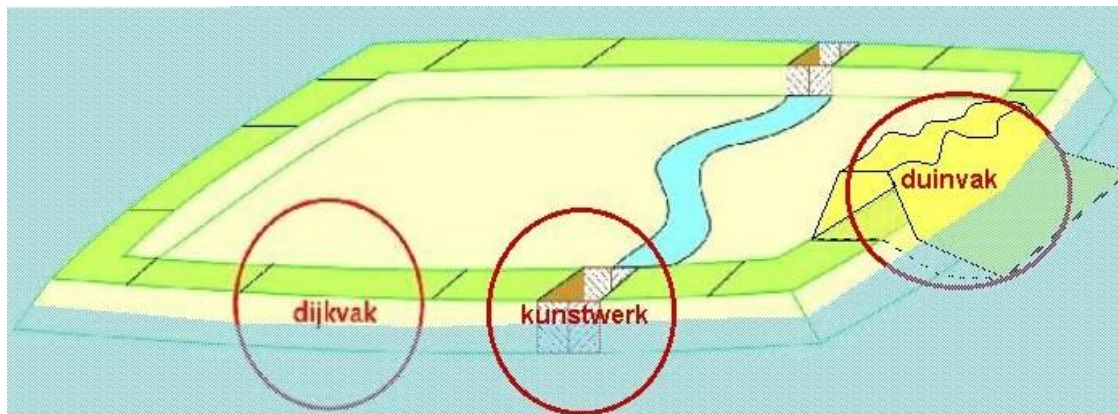
Een ontwerpverificatie betreft de beoordeling of een ontwerp voldoet aan de gestelde eisen. Het gaat hierbij zowel over gebruikseisen, zoals eisen aan de doorvaarhoogte, als wettelijke veiligheidseisen. In dit hoofdstuk staan de laatstgenoemde eisen centraal.

Kunstwerken die onderdeel uitmaken van een primaire waterkering moeten zowel voldoen aan de normen uit de Waterwet als aan de eisen uit het Bouwbesluit. De betrouwbaarheidseisen die op grond van het Bouwbesluit aan nieuwbouw worden gesteld zijn vastgelegd in de NEN-EN1990/NB *Grondslagen van het constructief ontwerp*.

In dit hoofdstuk (en ook de hoofdstukken 3-6) wordt alleen ingegaan op de normen uit de Waterwet. De eisen uit de NEN-EN1990/NB zijn alleen van belang voor verificaties van de constructieve veiligheid. Deze eisen komen in hoofdstuk 7 Constructief falen aan bod.

2.2 Overstroming: overschrijding van het kombergend vermogen

Een waterkerend kunstwerk staat niet op zichzelf. Het maakt onderdeel uit van een dijktraject welke kan bestaan uit dijklichamen, kaden, duinen en kunstwerken. Het dijktraject vormt in zijn totaliteit de waterkering voor een tegen hoogwater te beschermen achterliggend gebied. In dit achterliggende gebied is een bepaalde mate van kombergend vermogen aanwezig.



Figuur 1 Kunstwerk als onderdeel van een systeem (bron: Veiligheid Nederland in Kaart 2)

De Waterwet stelt een overstromingskans per jaar¹ aan een dijktraject. De overstromingskans van een traject dient kleiner te zijn dan deze overstromingskans. Het begrip kombergend vermogen kan direct worden afgeleid van de definitie van de overstromingskans zoals die in de Waterwet (art. 1.1) is gedefinieerd:

¹ In het kader van de Waterwet wordt gesproken over kansen per jaar. Eigenlijk betreft dit een kans op falen in een aaneengesloten periode (referentieperiode) van 1 jaar. Daar waar het gaat om kansen in deze Werkwijzer betreft dit kansen op falen in een bepaalde tijdsperiode, de referentieperiode. Daarom worden geen dimensies gepresenteerd bij de kansen.

Overstromingskans is de kans op verlies van waterkerend vermogen van een dijktraject waardoor het door het dijktraject beschermde gebied zodanig overstroomt dat dodelijke slachtoffers of substantiële economische schade ontstaan.

Tussen het verlies van waterkerend vermogen en het dusdanig overstromen van het beschermde gebied dat dodelijke slachtoffers vallen of substantiële economische schade ontstaat zit het kombergend vermogen. De definitie van het kombergend vermogen luidt daarmee:

Kombergend vermogen is het volume water dat bij verlies aan waterkerend vermogen nog geborgen kan worden in het achterliggende systeem zonder dat dit leidt tot dodelijke slachtoffers of substantiële economische schade.

Het waterkerende vermogen van de waterkering en het kombergend vermogen van het beschermde gebied bepalen dus samen de overstromingskans van het dijktraject. Opgemerkt wordt dat verlies van waterkerend vermogen moet worden gelezen als zowel falen door bezwijken van de waterkering als falen zonder bezwijken van de waterkering (zie uitleg in paragraaf 2.3.1).

Voor substantiële economische schade kan in eerste instantie aangesloten worden bij de praktische handreiking die hiervoor in de *Grondslagen voor hoogwaterbescherming* [Ref. 2.1] is gedaan zijnde:

Substantiële economische schade treedt op wanneer de gemiddelde waterdiepte in minimaal één gebied of buurt met gelijke viercijferige postcode (op basis van de wijk- en buurtkaart van het CBS) groter is dan 0,2 m.

Indien gewenst of benodigd kan van bovenstaand criterium onderbouwd worden afgeweken.

2.3 Faalmechanismen en resulterende overstromingssituaties

Een overstroming is het gevolg van het verlies van waterkerend vermogen wat gelezen moet worden als falen door bezwijken van de waterkering of falen zonder bezwijken van de waterkering. De gebeurtenissen die leiden tot het verlies van waterkerend vermogen worden beschreven middels faalmechanismen. Zo kan het beschikbare kombergend vermogen overschreden worden door bijvoorbeeld het bezwijken van een kunstwerk of dijklichaam, door overslag over een kunstwerk of door instroming bij een niet gesloten en niet bezweken kunstwerk. In de praktijk is een belangrijk verschil tussen kunstwerken en dijklichamen dat de kans op een overstroming zonder het bezwijken van de waterkering bij dijklichamen zeer klein is. Bij kunstwerken kan dit anders zijn.

2.3.1 Overstroming ter plaatste van kunstwerken

Kunstwerken hebben, op coupures na, altijd een watergang achter het kunstwerk. Deze watergang maakt meestal onderdeel uit van het boezemsysteem welke beschikt over secundaire keringen. Een kunstwerk kan op verschillende manieren falen, met een overstroming als gevolg:

- A) Overstroming zonder bezwijken: Een kunstwerk kan dusdanig robuust ontworpen zijn dat grote hoeveelheden water via het al dan niet gesloten kunstwerk het boezemsysteem in kunnen stromen zonder dat het kunstwerk bezwijkt. Wanneer vervolgens het maximale boezempeil wordt bereikt en een

secundaire kering bezwijkt, stroomt de boezem in korte tijd leeg in de polder. Aangezien buitenwater zal blijven instromen via het kunstwerk en de bezweken secundaire kering zal het kombergend vermogen worden overschreden. In dit geval spreken we van een overstroming zonder het bezwijken van het kunstwerk ten gevolge van een tekort aan kombergend vermogen als vervolgens sprake is van dodelijke slachtoffers en/of substantiële economische schade in het achterliggende gebied².

- B) Overstroming door bezwijken met het ontstaan van een voortschrijdende bres: Wanneer het kunstwerk niet in staat is het instromende debiet constructief te weerstaan zal het bezwijken, wat leidt tot een bres. Wanneer vervolgens de stroomsnelheid van het instromend water zo groot wordt dat de aanliggende keringen ook bezwijken is sprake van een voortschrijdende bres. In dat geval wordt het kombergend vermogen vrijwel zeker overschreden en is de precieze omvang niet meer van belang. We spreken in dat geval van een overstroming als gevolg van bezwijken van het kunstwerk.
- C) Overstroming door bezwijken met het ontstaan van een beperkte bres: In geval van constructief bezwijken waarbij een bres ontstaat met een beperkte omvang, blijft het volume instromend water beperkt(er). In dat geval is de omvang van kombergend vermogen van belang voor de kans op falen na constructief bezwijken. Deze situatie komt minder vaak voor dan de situatie waarin een dusdanig grote bres ontstaat dat hoe dan ook sprake zal zijn van een overstroming. Aangenomen wordt dat overschrijding van het kombergend vermogen praktisch zeker optreedt na constructief bezwijken, conform overstromingssituatie B.

2.3.2 *Overstroming bij dijklichamen*

Dijklichamen hebben binnendijks over het algemeen een teensloot welke aansluit op een systeem van sloten die in het maaiveld liggen (dus geen kaden eromheen). Afhankelijk van de kwaliteit van de grasmat kunnen dijklichamen overslagdebieten van orde 10-100 l/m/s weerstaan zonder te bezwijken. Hoewel dergelijke debieten over grote dijkstrekkings resulteren in een groot instromend volume, blijven de gevolgen vaak beperkt zolang de dijk niet bezwijkt. Hetzelfde geldt voor de instroom ten gevolge van kwelwater. Het systeem van binnendijkse watergangen zal geleidelijk vollopen en vervolgens zal water op het maaiveld komen te staan. Uitzonderingen daar gelaten leidt golfoverslag en kwelwater tot wateroverlast, maar niet tot een overstroming met substantiële schade of slachtoffers tot gevolg. Uiteraard dient bij het bepalen van het kombergend vermogen wel rekening te worden gehouden met overslag over dijklichamen en kwelwater.

In de praktijk spreekt men bij dijklichamen van een overstroming in het geval van het bezwijken of eroderen van de kering, leidend tot een voortschrijdende bres. Dit wordt zelden expliciet gemaakt in ontwerp Leidraden en WBI-documentatie. Aangenomen wordt dat de kans op overschrijding van het kombergend vermogen na het ontstaan van een bres praktisch gelijk is aan de kans op een bres. Dit lijkt sterk op de omgang met constructief falen bij kunstwerken.

2.4 **Praktische keuzen ten aanzien van komberging bij ontwerpen kunstwerken**

De wijze waarop het aanwezige kombergend vermogen in het ontwerpproces van een waterkerend kunstwerk een rol speelt kan variëren per faalmechanisme. Bij

² Een extra gevolg is dat het verval over het betreffende kunstwerk, na het leeglopen van de boezem, sterk toeneemt en het kunstwerk alsnog kan bezwijken met de mogelijkheid van een voortschrijdende bres in de primaire waterkering.

sommige faalmechanismen is de omvang van het kombergend vermogen een directe ontwerpparameter en bij andere mechanismen wordt dat niet aanbevolen. Hieronder volgen enkele aandachtspunten ten aanzien van de omgang met komberging in het ontwerpproces.

2.4.1 *Komberging; niet sluiten, overslag en/of overloop*

Met name bij de verificatie van het ontwerp ten aanzien van *niet sluiten* en *overslag en/of overloop* kan het kombergend vermogen een belangrijke ontwerpparameter zijn. Bij deze faalmechanismen is het over het algemeen verstandig om het kunstwerk zo te ontwerpen dat overstromen (*overslag en/of overloop*) dan wel instromen (*niet sluiten*) zonder bezwijken van de constructie (overstromingssituatie A uit paragraaf 2.3.1) bepalend is voor de faalkans. De gevolgen van ongewenste instroming zonder het constructief bezwijken van een kunstwerk zijn beter beheersbaar dan de gevolgen van bresvorming en eventueel bresgroei. Daarnaast is het relatief eenvoudig een kunstwerk dusdanig robuust te ontwerpen dat overslag- en overloopvolumes in gesloten toestand en doorstromend water in niet-gesloten toestand constructief weerstaan kunnen worden. Over het algemeen is de constructie (beton, staal) van het kunstwerk namelijk vanuit haar primaire functie(s) (passeren scheepvaart, spuien et cetera) zelf voldoende robuust om de optredende stromingsbelasting te kunnen weerstaan.

Een uitzondering op het bovenstaande betreft het ontwerp van de bodembescherming. Deze wordt vaak bij grotere over- en instroomdebieten zwaar belast door de dan optredende stroomsnelheden. Voor veruit de meeste kunstwerken leidt het aanpassen van de bodembescherming op dergelijke hoge stroomsnelheden niet tot het meest doelmatige ontwerp. Dat komt omdat het doorgaans (veel) goedkoper is de kerende hoogte te vergroten of een extra keermiddel te plaatsen dan om de bodembescherming te versterken.

2.4.2 *Komberging; piping en constructief bezwijken*

In ontwerpverificaties voor *piping* en *constructief bezwijken* ligt het minder voor de hand het kombergend vermogen als directe ontwerpparameter toe te passen. In beide gevallen is de kering gesloten bij hoogwater en zal (een deel van) de constructie eerst moeten bezwijken alvorens grote volumes water naar binnen stromen en daarmee aanspraak maken op de komberging (overstromingssituatie B uit paragraaf 2.3.1). Hoewel het bezwijken van het kunstwerk op zichzelf niet gelijk staat aan een overstroming, is het bij het ontwerp in veruit de meeste gevallen niet aan te bevelen om de randen van het toelaatbare op te zoeken en als faalcriterium het overschrijden van het kombergend vermogen te kiezen. De aanbevolen aanpak is daarom om de faalkanseis met betrekking tot *piping* en *constructief falen* te betrekken op de kans op het constructief bezwijken van het kunstwerk zelf en de kans dat het volume instromend water vervolgens groter is dan de aanwezige komberging gelijk te stellen aan 1. Hiermee wordt het faalcriterium identiek aan een bezwijkcriterium passend bij de NEN-EN1990/NB *Grondslagen van het constructief ontwerp*.

2.5 **De overstromingskansnormen in de Waterwet**

In de Waterwet zijn twee verschillende normen opgenomen voor de primaire waterkeringen:

1. Signaleringswaarde.
2. Ondergrens of maximaal toelaatbare waarde.

Bij de **wettelijke beoordeling** van de bestaande primaire waterkeringen zijn zowel de signaleringswaarden als de maximaal toelaatbare overstromingskansen van belang. De referentieperiode voor beide kansen is 1 jaar. In de wettelijke beoordeling wordt de verwachte situatie in het laatste jaar van de beoordelingsronde beschouwd.

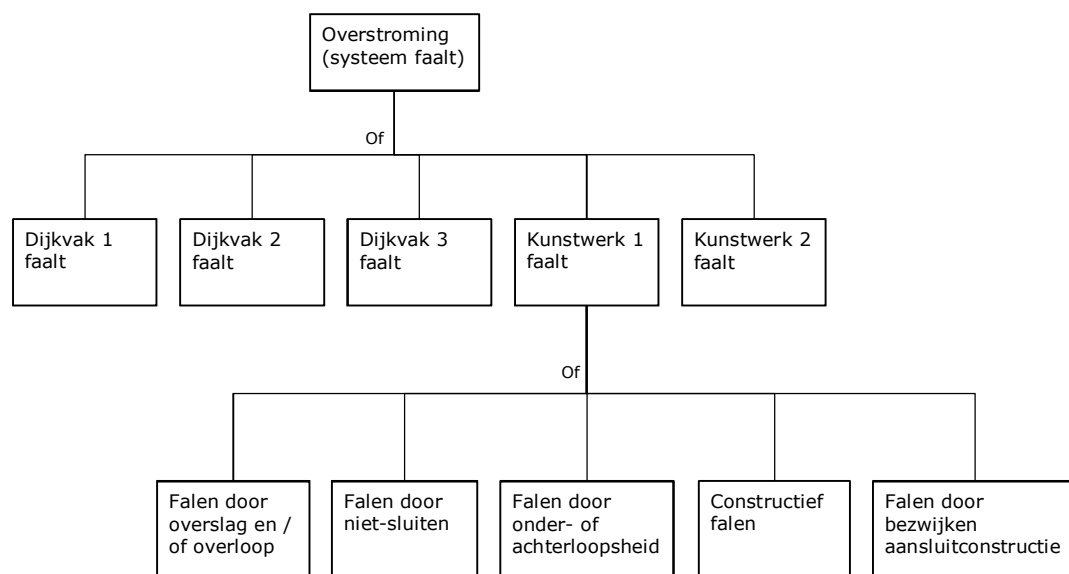
Bij de **ontwerpverificatie** wordt gekeken of wordt voldaan aan de eis dat de faalkans in elk jaar van de beoogde levensuur kleiner moet zijn dan de maximaal toelaatbare faalkans. Meestal zal dit het laatste jaar zijn omdat er sprake is van lange termijneffecten zoals zeespiegelrijzing en materiaaldegradatie. Op dit tijdsaspect wordt in paragraaf 2.6.4 nader ingegaan. De signaleringswaarden zijn voor ontwerpverificaties niet van belang.

Voor nadere toelichting op de verschillende typen overstromings- of faalkansen die in de Waterwet zijn opgenomen wordt verwezen naar paragraaf 4.4 van de *Grondslagen voor Hoogwaterbescherming* ([Ref. 2.1]). De overstromingskansnormen zelf zijn op diverse plaatsen te vinden zoals www.waterveiligheidsportaal.nl of wetten.overheid.nl/BWBR0025458/2018-07-01#BijlageII respectievelijk wetten.overheid.nl/BWBR0025458/2018-07-01#BijlageIII.

2.6 Van overstromingskansnormen per traject naar betrouwbaarheidseisen per faalmechanisme voor individuele kunstwerken

2.6.1 Een traject als seriesysteem

De maximaal toelaatbare overstromingskansen uit de Waterwet hebben geen betrekking op individuele kunstwerken of dijkvakken maar op trajecten. Een dijktraject is te beschouwen als een seriesysteem. Een seriesysteem is zo sterk als de zwakste schakel: als één schakel faalt, faalt het systeem. De overstromingskans is zodoende gelijk aan de kans dat ten minste één van de onderdelen van het traject faalt. Deze samenhang is schematisch weergegeven in de foutenboom in Figuur 2.



Figuur 2 Weergave van een traject als een seriesysteem in een foutenboom.

De kans dat een kunstwerk faalt, draagt bij aan de overstromingskans van een traject. Een kunstwerk faalt als er door of over het kunstwerk meer water het gebied instroomt dan daar geborgen kan worden zonder substantiële schade of slachtoffers. Dit kan verschillende oorzaken hebben. Deze oorzaken worden ook wel faalmechanismen genoemd. Belangrijke faalmechanismen voor kunstwerken zijn:

- overslag en/of overloop;
- niet-sluiten;
- piping (ook wel onder- en achterloopsheid genoemd);
- constructief falen;
- bezwijken aansluitconstructie.

De kans dat ergens een kunstwerk of constructieonderdeel faalt is in de praktijk groter dan de kans dat één specifiek kunstwerk of constructieonderdeel faalt. Dit fenomeen wordt ook wel het lengte-effect genoemd. Om de betrouwbaarheid van een individueel kunstwerk of constructieonderdeel te kunnen beoordelen, dient een eis op object- of componentniveau te worden afgeleid van de eis op trajectniveau.

Om te komen tot een eis voor een bepaald faalmechanisme voor een individueel kunstwerk of constructieonderdeel dienen achtereenvolgens de volgende stappen te worden gezet:

1. Bepaal een betrouwbaarheidseis voor het betreffende faalmechanisme op trajectniveau.
2. Vertaal de betrouwbaarheidseis voor het betreffende faalmechanisme op trajectniveau naar een betrouwbaarheidseis voor het beschouwde kunstwerk of constructieonderdeel.

2.6.2

Stap 1: Bepaal faalkanseisen per faalmechanisme op trajectniveau

Faalkanseisen op trajectniveau kunnen worden afgeleid door de overstromingskansnorm te verdelen over de verschillende faalmechanismen. Deze uitsplitsing wordt ook wel de faalkansbegroting genoemd. Voor het WBI2017 (zie [Ref. 2.2]) en het OI2014v4 ([Ref. 2.3]) is een default-faalkansbegroting opgesteld. Deze is weergegeven in Tabel 1. Het is zondermeer toegestaan om van deze default-faalkansbegroting af te wijken om onnodig knellende eisen voor bepaalde faalmechanismen te voorkomen.

Het wordt aanbevolen om in een vroeg stadium van het ontwerpproces te evalueren of optimalisatie van de faalkansbegroting zinvol is. Daarbij moet men zich wel realiseren dat de faalkansbegroting voor een geheel dijktraject geldt en dat alleen grote verschuivingen binnen de faalkansbegroting van praktische betekenis zijn.

Tabel 1. Default-faalkansbegroting uit het WBI2017 en het OI2014.

Type kering	Faalmechanisme	Zandige kust	Overig (dijken)
Dijk of kunstwerk	Overloop of golfoverslag	0%	24%
Dijk	Opbarsten en piping	0%	24%
	Macroinstabiliteit	0%	4%
	Beschadiging bekleding en erosie dijklichaam	0%	10%
Kunstwerk	Niet sluiten	0%*	4%
	Piping	0%*	2%
	Constructief falen	0%*	2%
Duin	Duinafslag	70%	0% (10%)**
Overig		30%	30% (20%)**
Totaal		100%	100%

- * Veel trajecten langs de zandige kust bevatten geen kunstwerken of dijken. Als dit wel het geval is, dan zal van de default-faalkansbegroting afgeweken moeten worden.
- ** Bij trajecten die voor slechts een gedeelte uit duinen bestaan, zal duinafslag vaak een relatief kleine faalkansbijdrage leveren. In de default-faalkansbegroting wordt bij dergelijke gevallen een deel van de post 'overig' toegewezen aan duinafslag.

Voor meer achtergronden bij de faalkansbegroting wordt verwezen naar paragraaf 5.5.1 van de *Grondslagen* [Ref. 2.1].

2.6.3 *Stap 2: Bepaal faalkanseisen per faalmechanisme voor een individueel kunstwerk of constructieonderdeel*

Het verschil tussen een faalkanseis voor een traject en de bijbehorende faalkans voor een individueel kunstwerk of constructieonderdeel wordt bepaald door het lengte-effect. Het lengte-effect is per faalmechanisme verschillend. Het lengte-effect is klein bij een faalmechanisme zoals *overslag en/of overloop*. Bij dit mechanisme is de onzekerheid ten aanzien van de hydraulische belasting dominant en deze is ruimtelijk sterk gecorreleerd. Het lengte-effect is groot bij een faalmechanisme zoals *piping*. Bij dit mechanisme is de onzekerheid ten aanzien van de ondergrondeigenschappen van relatief groot belang en deze eigenschappen zijn ruimtelijk zeer variabel.

In principe kan de faalkanseis per faalmechanisme voor een bepaald kunstwerk of constructieonderdeel worden bepaald op basis van een probabilistische berekening voor het traject. Dat is echter relatief bewerkelijk. Daarom zijn in het OI2014 ([Ref. 2.3]) en in het WBI2017 ([Ref. 2.2]) vaste lengte-effectfactoren opgenomen waarmee direct een faalkanseis voor een individueel kunstwerk of constructieonderdeel kan worden afgeleid. In algemene zin kan worden geschreven:

$$P_{eis,kw} = \frac{P_{eis}}{N} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad 2.1$$

Waarin:

$P_{eis,kw}$	Faalkanseis voor het beschouwde faalmechanisme voor een individueel kunstwerk per jaar [-]
P_{eis}	Faalkanseis voor het beschouwde faalmechanisme op trajectniveau per jaar [-]
P_{eis}	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (in de wet aangeduid als ondergrens) per jaar [-]
ω	Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme [-]
N	Lengte-effectfactor voor het beschouwde faalmechanisme

In Tabel 2 zijn lengte-effectfactoren opgenomen uit het OI2014v4 en het WBI2017 om te komen tot betrouwbaarheidseisen voor individuele kunstwerken. Benadrukt wordt dat het hier gaat om eerste benaderingen. De waarden uit Tabel 2 moeten worden gezien in het licht van de geleidelijke overgang naar een probabilistische werkwijze bij de beoordeling van de betrouwbaarheid van waterkeringen. Bij een probabilistische werkwijze worden faalkansen per kunstwerk, dijk- en duinvak berekend en gecombineerd tot faalkansen op bijvoorbeeld trajectniveau. Zo wordt inzichtelijk waar welke faalkansprestaties gewenst zijn, zodat de noodzaak verdwijnt om te werken met vooraf geschatte lengte-effectfactoren. Het is dan wel van belang dat bij het ontwerp voldoende marge wordt aangehouden om toekomstige veranderingen binnen het traject op te kunnen vangen, zoals de aanleg van meer kunstwerken in het traject.

Geadviseerd wordt om bij het ontwerp van grof naar fijn te werken en de lengte-effecten alleen aan te scherpen als dat wezenlijke besparingen oplevert. De waarden uit het WBI2017 moeten worden beschouwd als minimumeisen. In dit document wordt aangesloten op de benadering uit het OI2014v4.

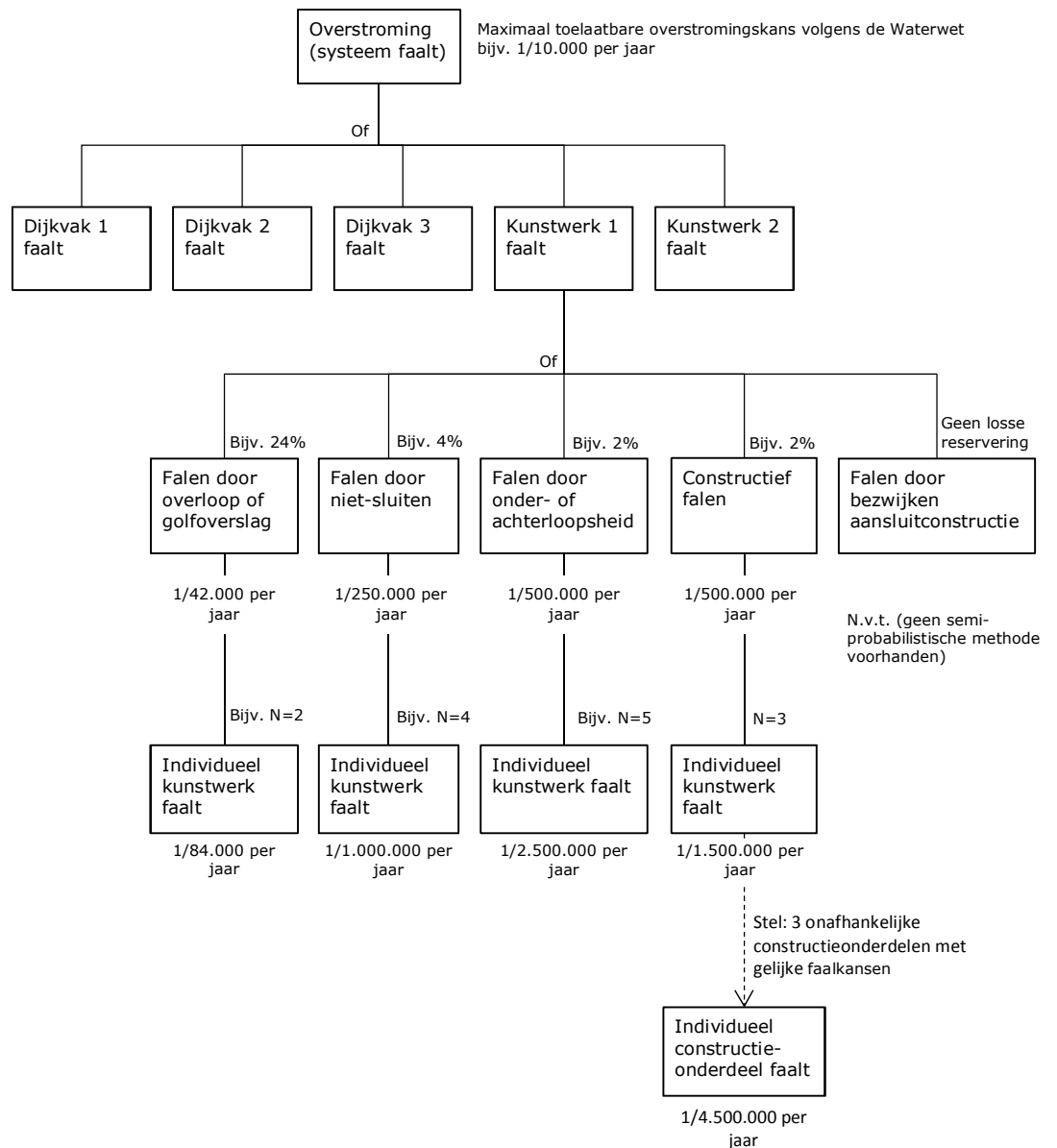
Tabel 2 Lengte-effectfactoren in het OI2014v4 en WBI2017. Dit document is te beschouwen als een nadere invulling van het OI2014v4 voor kunstwerken.

	OI2014v4 (hier aangehouden)	WBI2017 (ter informatie)
Overloop of golfoverslag	N = 1-3 (afhankelijk van traject, zie Bijlage A van OI2014v4)	N=1-3 (afhankelijk van traject, zie Schematiseringshandleiding Grasbekleding ([Ref. 2.4]))
Niet sluiten	N = min (n_{kw} ; 10) Met: n_{kw} Aantal kunstwerken in traject waar niet-sluiten een relevant faalmechanisme is en sluitingen min of meer onafhankelijk van elkaar kunnen falen (-). Eventueel te verfijnen op basis van probabilistische analyses	N = max (1 ; $0,5 \times n_{kw,2a}$) Met: $n_{kw,2a}$ Aantal kunstwerken waarvan de faalkans niet verwaarloosbaar klein is volgens de eenvoudige toetsing (-). Ofwel: het aantal kunstwerken dat niet eenvoudig kon worden goedgekeurd ten aanzien van betrouwbaarheid sluiting, zodat een gedetailleerde toetsing nodig is.
Constructief falen	In het OI2014v4 is geen lengte-effectfactor opgenomen maar is geadviseerd uit te gaan van CC3 uit de NEN-EN1990. In deze Werkwijzer wordt geadviseerd uit te gaan van N=3	N = 3
Piping (onder- en achterloopsheid)	N = min (n_{kw} ; 10) Met: n_{kw} Aantal kunstwerken in traject waar piping een relevant faalmechanisme is (-). Eventueel te verfijnen op basis van probabilistische analyses. Opgemerkt wordt dat dit vooralsnog alleen van toepassing is voor het model van Sellmeijer. Voor de overige modellen zijn geen voorschriften opgenomen die een expliciete relatie hebben met een doelbetrouwbaarheid (zie hoofdstuk 6).	In het WBI2017 zijn geen voorschriften opgenomen voor onder- en achterloopsheid met een expliciete relatie met een doelbetrouwbaarheid

De lengte-effectfactoren uit Tabel 2 dienen voor de afleiding van faalkanseisen voor individuele kunstwerken. Soms is nog een verdere uitsplitsing van deze

faalkanseisen over verschillende fysieke of procesmatige componenten nodig. Zo moet de kans per jaar op het falen van de alarmering kleiner zijn dan de maximale kans per jaar op het falen van een kunstwerk door niet-sluiten. Een sluiting kan immers ook door andere oorzaken mislukken, zie hoofdstuk 4. Ook moet bij de beoordeling van de constructieve veiligheid van constructieonderdelen een strengere eis worden aangehouden dan de faalkanseis voor constructief falen op kunstwerkniveau als er sprake is van onafhankelijke constructieonderdelen met min of meer gelijke faalkansen. Hier wordt in hoofdstuk 7 nader op ingegaan.

In figuur 3 is een getallenvoorbeeld opgenomen van de afleiding van de betrouwbaarheidseisen van de normen uit de Waterwet ten behoeve van ontwerpverificaties van kunstwerken.



Figuur 3 Getallenvoorbeeld voor de afleiding van betrouwbaarheidseisen van een maximaal toelaatbare overstromingskans volgens de Waterwet voor een individueel kunstwerk en/of constructieonderdeel.

2.6.4 *Alternatieve verificatiewijzen*

De faalkansbegroting en de lengte-effectfactoren zijn slechts hulpmiddelen voor verificaties op basis van de Waterwet. Ze maken het mogelijk om verificaties per faalmechanisme voor individuele kunstwerken uit te kunnen voeren. In sommige gevallen kan het echter nauwkeuriger of handiger zijn om een verificatie niet per faalmechanisme en per kunstwerk uit te voeren, maar om verschillende faalmechanismen en/of kunstwerken gezamenlijk te beschouwen.

Als er tussen faalmechanismen een sterke afhankelijkheid bestaat dan kan een verificatie per faalmechanisme onnodig conservatief uitpakken. De afhankelijkheid tussen faalmechanismen kan in een ontwerpverificatie worden meegenomen door:

1. de faalkanseisen voor de bewuste faalmechanismen op te tellen en
2. de kans te bepalen dat tenminste één van deze faalmechanismen optreedt.

De faalkansbegroting blijft dus hetzelfde, hoeguit worden de percentages voor de bewuste faalmechanismen niet langer los bekeken. De afhankelijkheid tussen de faalmechanismen wordt meegenomen aan de kant van de faalkansberekeningen: ze zorgt ervoor dat de kans dat minimaal één faalmechanisme optreedt kleiner is dan de som van de kansen per faalmechanisme.

Naast verfijning door het nauwkeuriger meenemen van de afhankelijkheden *tussen faalmechanismen* kunnen ontwerpverificaties soms ook worden verfijnd door de onderlinge afhankelijkheden *tussen kunstwerken* nauwkeuriger mee te nemen. Dit kan zinvol zijn als:

1. een default-lengte-effectfactor bovenmatig conservatief wordt gevonden en/of
2. de interacties tussen kunstwerken anders niet goed gemodelleerd kunnen worden.

Als een default-lengte-effectfactor te conservatief wordt gevonden, dan kunnen de faalkansen per kunstwerk voor het bewuste faalmechanisme worden gecombineerd tot een faalkans op trajectniveau. Deze faalkans kan dan direct worden vergeleken met de faalkanseis op trajectniveau. Een uitsplitsing van de faalkanseis op trajectniveau over de individuele kunstwerken middels een lengte-effectfactor is dan niet langer nodig. Men zou het resultaat van een faalkansanalyse voor een reeks bestaande kunstwerken ook kunnen gebruiken om nader te bepalen welke eis aan een nieuw kunstwerk gesteld moet worden.

Het is ook mogelijk dat er tussen het (faal)gedrag van kunstwerken interacties bestaan die het moeilijk maken om kunstwerken afzonderlijk te beoordelen. Gedacht kan worden aan situaties waarbij de consequenties van overslag over het ene kunstwerk sterk afhankelijk zijn van de hoeveelheid overslag die over de andere kunstwerken plaatsvindt. Een mogelijke oplossing is dan om het instromend volume te bepalen als functie van de buitenwaterstand voor alle kunstwerken tezamen.³ Vervolgens kan dan de kans worden berekend dat het komberegend vermogen wordt overschreden. Deze kans moet voldoen aan de eis aan de kerende hoogte op trajectniveau. Een dergelijke werkwijze kan aanzienlijk praktischer en nauwkeuriger

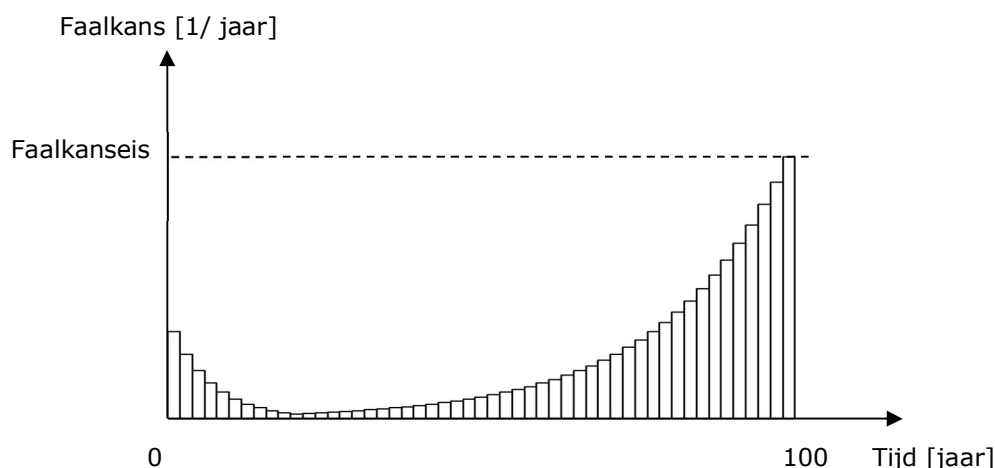
³ Indien de kerende hoogte van de kunstwerken mede wordt bepaald door het al dan niet sluiten van keermiddelen, dan kunnen de kansen op de verschillende mogelijke instroomdebieten worden gegeven als functie van de buitenwaterstand. Door dit resultaat te combineren met de kansverdeling van de buitenwaterstand kan vervolgens de kans op overschrijding van het komberegend vermogen worden verkregen. Dit is dan de kans op falen door ofwel overloop ofwel niet-sluiten (gesteld dat falen door ontgroning niet maatgevend is).

zijn dan het uitsplitsen van het kombergend vermogen over de individuele kunstwerken.

2.7 Ontwikkeling van sterkte en belasting in de tijd

In de Waterwet staan geen specifieke betrouwbaarheidseisen voor het ontwerp zoals in de NEN-EN1990/NB *Grondslagen van het constructief ontwerp*. Wel is aangegeven aan welke eis een traject ten minste moet voldoen. Elk traject wordt periodiek beoordeeld op grond van deze eis. De onderdelen van een constructie worden dan ook zodanig ontworpen dat zij (naar verwachting of juist met een hoge mate van zekerheid) in elk jaar gedurende de beoogde ontwerplevensduur aan de eisen uit de Waterwet zullen voldoen.

Aanvankelijk kan de faalkans van een nieuwe constructie afnemen door bewezen sterkte. Zonder ingrijpen neemt de faalkans op termijn echter altijd weer toe door processen zoals veroudering, degradatie en relatieve spiegelstijging. Vaak is de faalkans in het laatste jaar maatgevend (zie Figuur 4).



Figuur 4 Illustratie van een ontwerp op basis van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de Waterwet. De kans op falen moet in elk jaar van de ontwerplevensduur kleiner zijn dan de eis. Het getoonde faalkansverloop past bij een constructie die gedurende 100 jaar aan de faalkanseis voldoet.

In de praktijk is het onzeker hoe lang een bepaalde constructie aan de eisen uit de Waterwet zal voldoen. Dat komt doordat de ontwikkeling van de sterkte en de belasting in de tijd niet perfect is te voorspellen. Daarnaast kunnen kennisontwikkeling en de introductie van nieuwe modellen leiden tot bijstelling van het beeld van de betrouwbaarheid van een waterkering. Ook deze veranderingen zijn met onzekerheid omgegeven. Met deze onzekerheden moet bij het ontwerp rekening worden gehouden.

Het conservatisme in de uitgangspunten ten aanzien van de afname van de sterkte en toename van de belasting in de tijd bepalen de kans dat een waterkering eerder dan beoogd de eisen uit de Waterwet overschrijdt. Geadviseerd wordt om de omgang met de onzekerheden ten aanzien van de tijd tot overschrijding van de norm te beoordelen aan de hand van bijvoorbeeld een scenarioanalyse waarin de effecten van alternatieve toekomstige ontwikkelingen (zoals verschillende zeespiegelstijgingen) wordt nagegaan.

Bij relatief makkelijk aanpasbare constructieonderdelen wordt de optimale ontwerplevensduur primair bepaald door de technische haalbaarheid en de life-cycle cost (LCC). Het is in dat geval raadzaam om bij ontwerpverificaties uit te gaan van de verwachte afname van de sterkte en de verwachte toename van de belasting in de tijd, grofweg in lijn met het G of G+ klimaatscenario. Dit past bij een LCC-analyse waarin de tijd tot afkeuren als verwachtingswaarde of deterministische variabele wordt behandeld.

Bij moeilijk aanpasbare constructieonderdelen zoals funderingen en betonconstructies bepalen vaak de gebruiksfuncties de optimale ontwerplevensduur. Bij dergelijke constructieonderdelen is het raadzaam om de kans op het tussentijds moeten vervangen of versterken te beperken. Dit kan worden gedaan door conservatieve uitgangspunten te hanteren ten aanzien van de afname van de sterkte en toename van de belasting in de tijd. Een voorbeeld is het hanteren van een W+ klimaatscenario.

Beheer en onderhoud zijn van invloed op de ontwikkeling van de faalkans in de tijd. Deze activiteiten zijn zodoende van invloed op de marges die bij het ontwerp moeten worden aangehouden om toekomstige veranderingen in de faalkans van de waterkering op te kunnen vangen. Dit geldt ook voor gebruiksvoorwaarden die ervoor zorgen dat de kansen op bepaalde belastingen klein of afwezig zijn.

2.8 Verificatiemethoden

Voor het beoordelen of de betrouwbaarheid van een kunstwerk voldoende is, zijn zowel probabilistische, semi-probabilistische als deterministische methoden beschikbaar. Voor meer achtergronden bij deze methoden wordt verwezen naar paragraaf 5.6 van de *Grondslagen voor hoogwaterbescherming* ([Ref. 2.1]).

In hoofdstukken 4 tot en met 7 worden probabilistische en/of semi-probabilistische en/of deterministische verificatiemethoden gepresenteerd voor verschillende faalmechanismen. Daarbij wordt steeds ingegaan op:

1. de faaldefinitie en het faalmechanismemodel (of: de grenstoestandfunctie),
2. de variabelen in het faalmechanismemodel en hun onzekerheden,
3. de betrouwbaarheidseis voor het beschouwde faalmechanisme op het niveau van een kunstwerk of constructieonderdeel en
4. de methode voor de beantwoording van de vraag of aan de betrouwbaarheidseis is voldaan: probabilistisch, semi-probabilistisch of deterministisch. Bij elke semi-probabilistische regel worden steeds alle representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren gespecificeerd.

2.9 Referenties en achtergronddocumenten

- [Ref. 2.1] Grondslagen voor hoogwaterbescherming, Expertisenetwerk Waterveiligheid, Tweede herziene druk, november 2017
- [Ref. 2.2] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage III Sterkte en veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en Milieu
- [Ref. 2.3] Rijkswaterstaat WVL, Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen – Veiligheidsfactoren en Belastingen bij nieuwe Overstromingskansnormen, versie OI2014v4, februari 2017

[Ref. 2.4] WBI2017 – Schematiseringshandleiding grasbekleding, Rijkswaterstaat
WVL, versie definitief 2.0, 1 december 2016

3 Hydraulische belastingen

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de bepaling van de hydraulische belastingen die nodig zijn voor het uitvoeren van een ontwerpverificatie. De werkwijze die in dit hoofdstuk wordt geschetst is bruikbaar voor de meeste objecten in Nederland. Hierbij wordt gebruikt gemaakt van het instrumentarium zoals op moment van schrijven van deze Werkwijzer door het Ministerie van Infrastructuur en Milieu is uitgeleverd. Voor situaties waar dit 'standaard instrumentarium' niet geschikt is, zoals in havenbekkens, zijn analyses en/of modellen op maat nodig. Hiervoor kan contact worden opgenomen met de Helpdesk Water.

3.2 Toelichting beschikbare instrumenten

3.2.1 *Introductie Hydra-NL*

Hieronder volgt een introductie van Hydra-NL specifiek voor Kunstwerken. Voor gedetailleerde informatie wordt verwezen naar de gebruikershandleiding van Hydra-NL [Ref 3.6].

Hydra-NL is ontstaan door het samenvoegen van het voorgaande Hydra-Zoet en Hydra-Kust. Tot voor kort was het programma enkel geschikt voor dijkprofielen, maar sinds 2017 is het ook mogelijk verticale wanden te schematiseren⁴. Hiermee kan Hydra-NL gebruikt worden als ontwerptool voor het bepalen van de benodigde hoogte van kunstwerken.

Hydra-NL wordt een probabilistisch model genoemd, waarbij de parameters (zeewaterstanden, windsnelheid, meerpeilen, afvoer, enz.) die leiden tot de hydraulische belasting op waterkeringen (waterstand en golven) stochastische variabelen zijn. Voor ieder belastingsysteem⁵ zijn databases fysica en statistiek beschikbaar. De databases fysica geven het verband tussen de lokale waterstand en de basisstochasten (bijvoorbeeld zeewaterstand, afvoer, windsnelheid). De statistiekbestanden beschrijven de marginale statistiek⁶ van de basisstochasten. Hydra-NL brengt deze marginale statistieken samen tot de belastingstatistiek ter plaatse van de uitvoerlocaties, ofwel de gecombineerde statistiek van waterstand en golven. Daarbij wordt rekening gehouden met de correlaties tussen variabelen en de correlaties in de tijd. Voor een berekening ter plaatse van een kunstwerk moet een oeverlocatie worden gekozen in Hydra-NL, waarna het model de gecombineerde belastingstatistiek voor het kunstwerk genereert.

De momenteel vigerende versie 2.4.1 van Hydra-NL kent drie modi:

- Beoordelingsmodus, waarbij met de databases fysica (dit zijn de hydraulische randvoorwaarden databases) uit het WBI2017 wordt gerekend.
- Ontwerpmodus, waarbij voor zichtjaren 2050 en 2100 met aangepaste statistiekbestanden en soms ook aangepaste databases fysica wordt gerekend. In de statistiek-bestanden is het effect van klimaatverandering op de statistiek

⁴ De overslag- en overloopformules voor verticale wanden uit de Leidraad Kunstwerken 2003 [Ref 3.4] zijn geprogrammeerd in Hydra-NL. Om meerdere redenen is niet gekozen voor de formules uit de EuroTop Manual [Ref 3.5]. De formules uit de Leidraad Kunstwerken zijn ook iets conservatiever, wat in het geval van een ontwerp is aan te bevelen. Zie ook hoofdstuk 5 Hoogte.

⁵ Kust, merengebied, bovenrivierengebied, enz.

⁶ Dit is de statistiek van de afzonderlijke stochastische variabelen

van afvoer en/of zeewaterstand/meerpeil verwerkt. Voor de bovenrivieren kijken de databases fysica voor ontwerpen af van de databases voor beoordelen vanwege een andere afvoerverdeling over de splitsingspunten. Daarnaast is het denkbaar dat men rekening wil houden met ruimtelijke maatregelen. Verwezen wordt naar de rekenrecepten uit het OI2014 ([Ref 3.12]) voor de juiste (combinatie van) databases fysica en statistiek.

- Testmodus, waarbinnen met eigen klimaatscenario's (door de gebruiker te verwerken in aangepaste statistiekbestanden) kan worden gewerkt.

Ten behoeve van het faalmechanisme *hoogte* bepaalt het programma het Hydraulisch Belasting Nivea (HBN), oftewel de hoogte van een dijklichaam of kunstwerk die hoort bij een opgegeven overslag-/overloopdebiet en bijbehorende overschrijdingskans. De sterkteparameter - het kritiek overslag- of overloopdebiet - wordt in het model als deterministische variabele behandeld. Voor ontwerpen is het programma dus direct geschikt om de benodigde kruinhoogte van het kunstwerk te bepalen; zie voor een uitgebreide uitleg hoofdstuk 5 Hoogte. Andersom kan het programma ook de faalkans berekenen als de kruinhoogte en overslag-/overloopdebiet worden opgegeven. Dit is bruikbaar voor de wettelijke beoordeling.

Daarnaast kan Hydra-NL ten behoeve van de faalmechanismen *niet sluiten*, *piping* en *constructief falen* op basis van de marginale statistiek de overschrijdingsfrequentielijnen van buitenwaterstand en golven berekenen voor iedere uitvoerlocatie. Het is niet mogelijk om met behulp van Hydra-NL 2.4.1 de voor *constructief bezwijken* benodigde gecombineerde statistiek van waterstand en golven te bepalen.

3.2.2 *Introductie Waterstandsverloop*

Hier volgt een beknopte introductie van het programma, voor gedetailleerde informatie zie *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop* [Ref 3.2].

De tool Waterstandsverloop genereert voor zes watersystemen⁷ per uitvoerlocatie één verloop van de buitenwaterstand bij een opgegeven piekbuitenwaterstand. In werkelijkheid kennen rivieren vele mogelijke vormen van de afvoergolf, afhankelijk van invloeden zoals mate van smeltwater en hoeveelheid, periode en locatie(s) van de neerslag. Aan de kust is de variatie van het hoogwaterstandsverloop kleiner vanwege het astronomisch getij, maar kan het hoogwaterstandsverloop variëren tussen een of meerdere getijden door variatie in stormduur en windrichting. Om te komen tot één waterstandsverloop wordt in de tool Waterstandsverloop gebruik gemaakt van een combinatie van trage (afvoer) en snelle (windsnelheid) stochasten. Omdat de tool Waterstandsverloop bedoeld is voor geotechnische faalmechanismen ligt de nadruk op de trage stochasten. Hierbij wordt een combinatie van trage en snelle stochasten gekozen die niet het meest waarschijnlijk is, maar wat aan de extreme kant gericht op de lange duur.

Voor kunstwerken is de Waterstandsverlooptool met name bruikbaar voor het scherper bepalen van het instromend volume over een gesloten kunstwerk of door een geopend/bezweken kunstwerk ten behoeve van bepalen van de kans op overschrijden van het maximaal kombergend vermogen. Binnen het WBI wordt het waterstandsverloop geschematiseerd als een blokverloop met een bepaalde

⁷ Kust (inclusief Waddenzee en Westerschelde, maar niet de Oosterschelde), Meren (IJssel- en Markermeer), Vecht- en IJsseldelta, Benedenrivieren, Bovenrivieren Maas (ook aangeduid als Bovenmaas) en Bovenrivieren Rijn (ook aangeduid als Bovenrijn).

stormduur. Als standaardwaarde voor de stormduur wordt 6 uur aangehouden, deze waarde is binnen het WBI wel aanpasbaar. Voor stormgedomineerde belastingsystemen met een relatief kortdurende hoogwatergolf is 6 uur inderdaad een conservatieve aanname. Voor afvoergedomineerde systemen is dit echter niet het geval en moet gebruik worden gemaakt van de Waterstandverlooptool om het instromend volume te bepalen. Hierop wordt verder in gegaan in hoofdstuk 10 Komberging.

Ook windgolven spelen een rol bij het bepalen van het instromend debiet. Wanneer golven een relatief grote bijdrage leveren aan het instromend debiet⁸, met name bij overslagsituaties, moeten deze met het waterstandsverloop gecombineerd worden. Hier wordt in paragraaf 3.6 nader op ingegaan.

3.2.3 *Introductie Riskeer*

Riskeer (Ringtoets) is een softwareapplicatie die de WBI-2017 beoordeling ondersteunt. Met Riskeer kunnen hydraulische belastingen worden bepaald en voor de faalmechanismen *hoogte*, *niet sluiten* en *constructief falen* kan een faalkans worden berekend. Hierbij voert de gebruiker in Riskeer een schematisering van de sterkte van (onderdelen van) het kunstwerk in, waarna met het faalmechanismemodel een analyse van de sterkte ten opzichte van de belastingen kan worden uitgevoerd. Het resultaat is een faalkans voor het betreffende faalmechanisme. Het faalmechanisme *piping* bij kunstwerken is niet in Riskeer opgenomen.

Met de momenteel vigerende Riskeer versie 17.2.1 is het alleen mogelijk om voor een gegeven constructie een faalkans te bepalen. Het is niet mogelijk om een doelfaalkans op te geven en hiermee de benodigde waarde van een van de invoerparameters (bijvoorbeeld de kritieke stroomsnelheid van de bodembescherming of de benodigde sterkte van een constructieonderdeel) vast te stellen. Daarnaast is het niet mogelijk in Riskeer versie 17.2.1 met een ander zichtjaar te rekenen dan 2023 (het zichtjaar van de beoordeling). Dit maakt dat Riskeer momenteel nog weinig mogelijkheden biedt voor het uitvoeren van een ontwerpverificatie.

Uitgebreide informatie over de werking van Riskeer is te vinden in de gebruikershandleiding [Ref 3.7].

3.2.4 *Introductie Waterdata en Tienjarige overzichten*

Voor sommige ontwerpverificaties is het nodig om waterstandstatistiek te hebben in het hoogfrequente bereik (kans van voorkomen groter dan 1/10 per jaar). Hiervoor is Hydra-NL slechts beperkt bruikbaar. Op de website Waterdata (www.rijkswaterstaat.nl/water/waterdata-en-waterberichtgeving/waterdata) zijn zowel actuele waterdata zoals waterstanden, afvoeren en golven te vinden maar kunnen ook meetreeksen uit het verleden opgevraagd worden voor een groot aantal meetstations. Hiermee kan lokale statistiek gegenereerd worden in het hoogfrequente bereik.

Op de pagina Kenmerkende waarden⁹ is voor de kust een document te downloaden waarin de kenmerkende waarden van de waterstand voor alle meetstations langs de kust zijn opgenomen. Zo zijn voor alle stations de hoogwaterstanden met

⁸ Golven spelen uiteraard bij het faalmechanisme *hoogte* een rol, maar ook bij de faalmechanismen *betrouwbaarheid sluiten* en *sterkte en stabiliteit* bij het instroommodel verticale wand/hoge drempel

⁹ www.rijkswaterstaat.nl/water/waterdata-en-waterberichtgeving/metingen/waternormalen/index.aspx

frequenties 1x per 10 jaar, 1x per 5 jaar, 1x per 2 jaar, 1x per jaar, 2x per jaar en 5x per jaar opgenomen. Voor de rivieren wordt momenteel eenzelfde document samengesteld. Zolang dit nog niet beschikbaar is kan gebruik worden gemaakt van het Tienjarig overzicht 1981-1990 ([Ref 3.1]). Hierin zijn de hoogwaterstanden met frequenties 1x per 10 jaar, 1x per 2 jaar en 1x per jaar opgenomen.

3.3 Overzicht hydraulische belastingen

3.3.1 *Overzicht hydraulische belastingen per faalmechanisme*

In het kort bestaan de hydraulische belastingen op een waterkerende constructie voor de belastingssituatie hoogwaterkeren uit:

- Een buitenwaterstand, waarbij soms ook het verloop van de buitenwaterstand in de tijd van belang is.
- De hierbij behorende golven.
- Een binnenwaterstand.

In de hoofdstukken per faalmechanisme wordt toegelicht wanneer buiten- en binnenwaterstanden en wanneer waterstandsverlopen moeten worden toegepast.

De wijze van bepalen en toepassen van hydraulische belastingen kan verschillend zijn voor de diverse faalmechanismen van kunstwerken. In onderstaande tabel wordt per mechanisme aangegeven welke belastingen relevant zijn en welk instrument voor de afleiding van deze belastingen gebruikt kan worden. Aansluitend wordt per faalmechanisme een korte toelichting gegeven.

Tabel 3 Overzicht belastingparameters en hiervoor beschikbaar instrumentarium per faalmechanisme

Mechanisme	Te bepalen parameters	Te gebruiken instrument*/bronnen
Hoogte	Buitenwaterstand OF buitenwaterstandsverloop Golfhoogte Binnenwaterstand	Hydra-NL Hydra-NL + Waterstandsverlooptool Hydra-NL Lokale gegevens
Niet sluiten	Buitenwaterstand OF Buitenwaterstandsverloop Golfhoogte Binnenwaterstand	Hydra-NL/ Tienjarige overzichten/ Waterdata Hydra-NL + Waterstandsverlooptool Hydra-NL Lokale gegevens
Piping	Buitenwaterstand Binnenwaterstand	Hydra-NL Lokale gegevens
Constructief bezwijken	Buitenwaterstand Golfhoogte Binnenwaterstand	Hydra-NL Hydra-NL Lokale gegevens

* Het WBI instrumentarium Riskeer (zie paragraaf 3.2.3) is niet opgenomen in de tabel, terwijl er wel mogelijkheden zijn dit te gebruiken. Op dit moment is dat nog maatwerk wat vraagt om veel extra inspanning en externe hulp.

3.3.2 *Nadere toelichting faalmechanisme Hoogte*

Voor het faalmechanisme *hoogte* wordt Hydra-NL op een andere wijze ingezet dan voor de overige mechanismen. Voor hoogte kan Hydra-NL namelijk direct op probabilistische wijze de kruinhoogte bepalen middels een HBN-berekening bij een opgegeven kritiek debiet en de faalkanseis voor het mechanisme. Hierbij rekent Hydra-NL direct met de gecombineerde waterstand- en golfstatistiek, zodat er geen afzonderlijke ontwerpwaterstand en golftrandvoorwaarden bepaald hoeven te worden.

3.3.3 *Nadere toelichting faalmechanismen niet sluiten en constructief falen*

Bepaling hoogfrequente waterstanden

Afhankelijk van de drempelhoogte van de constructie zijn lagere of hogere waterstanden nodig voor significante instroming door de niet gesloten constructie. Hydra-NL en de Waterstandsverloop tool hebben een beperkt waterstandsbereik en zijn beperkt bruikbaar voor waterstanden met overschrijdingsfrequenties hoger dan grofweg eens in de 10 jaar. Het precieze bereik verschilt per watersysteem/uitvoerlocatie. In dat geval moet gebruik worden gemaakt van andere bronnen zoals Waterdata of Tienjarige overzichten ([Ref 3.1]).

Wanneer buitenwaterstanden met een overschrijdingskans groter dan 1/10 per jaar reeds tot problemen leiden bij een geopend kunstwerk kan hier in een ontwerpverificatie op een tweetal manieren mee worden omgegaan:

1. Extrapolatie van de overschrijdingsfrequentielijn vanuit Hydra-NL. Dit is veelal een conservatieve benadering.
2. Met behulp van lokale waterstandsdata overschrijdingskansen van hoogfrequente waterstanden afleiden. Het toepassen van lokale waterstandsdata kent wel een aantal randvoorwaarden:
 - De meetreeks dient representatief te zijn voor de situatie waarnaar gekeken wordt:
 - De waterstandstatistiek mag niet significant beïnvloed zijn door veranderingen in het watersysteem in het verleden of moet voor deze veranderingen gecorrigeerd kunnen worden.
 - Er mogen geen veranderingen in het watersysteem te verwachten zijn binnen de planperiode die de statistiek kunnen beïnvloeden of hiervoor moet gecorrigeerd worden. Denk hierbij aan de gevolgen van zowel ruimtelijke maatregelen als klimaatverandering. Merk op dat ruimtelijke maatregelen in de rivieren ten behoeve van de waterveiligheid over het algemeen een beperkt effect hebben op de hoogfrequente waterstanden (inzet/effectiviteit is bedoeld voor extreme omstandigheden).
 - Er moet voldoende data aanwezig zijn voor een gedegen statistische analyse. Indien dit niet het geval is dan dient de gezochte waterstand volledig gebaseerd te worden op de Hydra-modellen.

Voor de meetreeksen kan gebruik gemaakt worden van de Tienjarige overzichten en www.rijkswaterstaat.nl/water/waterdata-en-waterberichtgeving/waterdata.

Afname instromend debiet door stijgende binnenwaterstand

Doorgaans is bij kunstwerken sprake van ofwel een kleine komberging die direct meestijgt met de buitenwaterstand dan wel een grote komberging waarbij de binnenwaterstand min of meer constant blijft. Soms echter zit de situatie tussen deze beide uitersten in en moet rekening worden gehouden met de afname van het instromend debiet door het kunstwerk omdat de binnenwaterstand toeneemt. In dat geval moet ook met een binnenwaterstandsverloop gerekend worden. Deze situatie komt echter niet veel voor en is onderdeel van een maatwerkanalyse.

3.4 **Toepassen van klimaatscenario's**

Een belangrijk verschil tussen een (wettelijke) beoordeling en het ontwerpen van een waterkerend kunstwerk is het zichtjaar van de belastingen. Bij ontwerpen is het zichtjaar gelijk aan de geëiste levensduur van het kunstwerk en in het geval van een beoordeling is het zichtjaar het laatste jaar van de beoordelingsronde. Daarmee

is een ontwerpverificatie feitelijk een beoordeling aan het einde van de levensduur met een inschatting van de belastingen en sterkte zoals die verondersteld zijn dan aanwezig te zijn. Vele typen belastingen kennen geen of verwaarloosbare verschillen in de tijd, maar hydraulische belastingen doorgaans wel. Dit kan worden veroorzaakt door klimaatverandering (wordt verwerkt in statistiekbestanden) maar bijvoorbeeld ook door ruimtelijke maatregelen (wordt verwerkt in databases fysica).

3.4.1

De basis: hydraulische randvoorwaarden voor de Wettelijke beoordeling

Voor iedere Wettelijke beoordeling stelt het ministerie van Infrastructuur en Waterstaat databases fysica¹⁰ beschikbaar voor alle belastingsystemen (kust- en merengebied, rivieren enz.) die geldig zijn voor de periode tussen twee opeenvolgende Wettelijke beoordelingen. Voor deze beoordelingsronde zijn databases beschikbaar gesteld met zichtjaar 2023. Met deze databases fysica kunnen vervolgens de lokale hydraulische belastingen, met bijvoorbeeld Hydra-NL, op het kunstwerk of dijklichaam worden afgeleid voor een beoordeling. Inmiddels zijn de databases fysica zowel in Riskeer als Hydra-NL te gebruiken, zonder dat er extra (onzekerheids)toeslagen nodig zijn. Wel kunnen kleine verschillen optreden door de verschillende rekentechnieken die in beide programma's worden gebruikt, maar die zijn voor deze werkwijzer niet relevant.

3.4.2

Vertaling naar hydraulische randvoorwaarden voor ontwerpen

Bij ontwerpen dient een extrapolatie te worden gemaakt naar het zichtjaar dat hoort bij het einde van de gekozen ontwerplevensduur. Ten gevolge van klimaatverandering (hetgeen leidt tot aangepaste statistiek bestanden ten opzichte van de beoordeling) en voorgenomen ruimtelijke maatregelen (hetgeen leidt tot aangepaste databases fysica voor het bovenrivierengebied) zijn er voor hydraulische belastingen (grote) verschillen te verwachten tussen het heden en de verre toekomst. Verwezen wordt naar de rekenrecepten uit het OI2014 ([Ref 3.12]) voor de juiste (combinatie van) databases fysica en statistiek.

Het IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) stelt mondiale klimaatscenario's op, waarna het KNMI deze vertaalt deze naar nationale scenario's voor Nederland. De klimaatscenario's die momenteel worden gehanteerd zijn in overeenstemming met de KNMI'06 klimaatscenario's en de DGWB-beleidskeuzen. Voor de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden voor een zichtjaar in de toekomst met behulp van Hydra-NL dient een klimaatscenario te worden gekozen.

Vanaf januari 2018 zijn in Hydra-NL de KNMI-2006 klimaatscenario's (2 stuks: G en W+, voor nadere toelichting zie www.klimaatsscenarios.nl/knmi06) opgenomen, welke zijn gebaseerd op IPCC-2005/2006. Mogelijk worden deze scenario's in Hydra-NL op termijn vervangen door de KNMI-2014 scenario's (tenminste 2 stuks), welke zijn gebaseerd op IPCC-2014. Voor de keuze van het klimaatscenario wordt aangesloten bij het OI2014v4 waarin staat dat voor elke ontwerplevensduur kan worden uitgegaan van het W+ klimaatscenario. Voorts is opgenomen dat een ontwerp op "einde levensduur" weliswaar aan de eis van W+ zou moeten voldoen, maar adaptief kan worden aangelegd op een middenscenario (G of G+) mits het ontwerp uitbreidbaar is. Dit laatste zal voor met name voor de fundering en harde constructie-onderdelen bij kunstwerken niet zo snel van toepassing zijn.

¹⁰ Deze zijn te vinden op de ftp-server van het WBI2017. Toegang hiertoe kan worden aangevraagd via de Helpdesk Water.

Er zijn in de ontwerpmodus van Hydra-NL drie zichtjaren te kiezen: 2023, 2050 en 2100. Alhoewel de klimaateffecten exponentieel zijn, is een eerste conservatieve aanpak om lineair te interpoleren wanneer het benodigde zichtjaar tussen deze drie zichtjaren valt. Voor zichtjaren na 2100 is nog geen beleid ontwikkeld. Hoewel hiermee klimaateffecten mogelijk onderschat worden, wordt vooralsnog geadviseerd om voor zichtjaren na 2100 lineair te extrapoleren. In het geval dat een nauwkeuriger afleiding gewenst is kan via Helpdesk Water om assistentie worden gevraagd. Het is overigens altijd mogelijk om in de testmodus van Hydra-NL eigen klimaatscenario's en andere zichtjaren te kiezen. Hierbij kunnen eigen inschattingen voor de zeespiegelstijging, meerpeilstijging en afvoerstatistiek worden gemaakt. Aanbevolen wordt hierbij specialistische hulp in te schakelen.

3.5 Overige toeslagen op de waterstand

Bij de bepaling van de hydraulische belastingen in het zichtjaar moet rekening worden gehouden met de volgende toeslagen op de waterstand:

- Een toeslag voor bui-oscillaties en buistoten.
- Een toeslag voor seiches.
- Een toeslag voor (lokale) opwaaiing indien deze niet reeds in de waterstandsstatistiek is verwerkt.

In de *Leidraad Kunstwerken 2003* ([Ref. 5.5]) werd tevens rekening gehouden met een extra veiligheid in de vorm van een minimale waakhoogte (bij golfoverslag) dan wel veiligheidstoeslag (bij overloop) van 0,30 m in verband met mogelijke onzekerheden in de waterstand. Aangezien deze onzekerheden momenteel expliciet in de hydraulische belastingen zijn opgenomen komt deze minimale waakhoogte/veiligheidstoeslag te vervallen.

3.5.1 *Bui-oscillaties en buistoten*

Buistoten en buioscillaties zijn kortdurende waterstandveranderingen door zware buien en grote veranderingen of fluctuaties in de wind. Op dit moment zijn dergelijke toeslagen alleen in rekening gebracht in de databases voor het Europoortgebied. Voor overige belastinggebieden waar bui-oscillaties en buistoten mogelijk relevant zijn (kust, merengebied en delta's) is het aan de ontwerper om in te schatten of en zo ja welke toeslag hier in rekening gebracht moet worden. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf B2.2.3 van *Leidraad Zee- en Meerdijken* [Ref 3.3].

3.5.2 *Seiches*

Seiches zijn staande golven in een (half)gesloten bekken, die tot een kortstondige verhoging van de waterstand kunnen leiden. Vermoedelijk zijn het Europoortgebied en IJmuiden de meest seiche-gevoelige locaties. Alleen in het Europoortgebied werden seiches relevant genoeg geacht om ze mee te nemen in de hydraulische belastingdatabases van het WBI als toeslag op de waterstand; een aparte toeslag is hier dus niet nodig.

Voor andere havenbekkens waar seiches mogelijk een rol spelen is een verkennend onderzoek gedaan ([Ref 3.10]¹¹). Voor deze havenbekkens is het seiche-effect doorgaans ofwel niet relevant of niet eenduidig uit de meetresultaten te halen. Indien de ontwerper een seiche-toeslag toch noodzakelijk acht dan kan deze met specialistische hulp aan de hydraulische belastingdatabase worden toegevoegd.

¹¹ De resultaten uit deze rapportage zijn niet zomaar te gebruiken; een toelichting is te verkrijgen via de Helpdesk Water

3.5.3

Lokale opwaaiing

Lokale opwaaiing is opgenomen in de hydraulische belastingen ter plaatse van de uitvoerlocaties, behalve in het bovenriviereengebied. In het bovenriviereengebied is lokale opwaaiing doorgaans ook niet relevant, omdat de waterstand afvoergedomineerd is en de wind geen grote rol speelt bij situaties met een hoge afvoer. Voor lokale opwaaiing hoeft dus geen separate toeslag in rekening gebracht te worden.

3.6

Golfgroei tijdens de hoogwatergolf

Ook windgolven spelen een rol bij het bepalen van het instromend debiet. In deze paragraaf wordt behandeld op welke wijze deze windgolven met het waterstandsverloop gecombineerd kunnen worden. Hierbij wordt onderscheid gemaakt naar de belastingsystemen zoals deze in de tool Waterstandsverloop onderscheiden worden: Kust (inclusief Waddenzee en Westerschelde, maar niet de Oosterschelde), Meren (IJssel- en Markermeer), Vecht- en IJsseldelta, Benedenrivieren, Bovenrivieren Maas en Bovenrivieren Rijn.

Basisgedachte is dat de windopzet op een zodanige wijze wordt gecombineerd met het waterstandsverloop dat de piek van de windopzet (en hiermee golfhoogte) samenvalt met de piek van de waterstand. Dit is een conservatieve benadering. In onderstaande paragrafen wordt dit voor de verschillende belastingsystemen nader uitgewerkt.

De piek-golfhoogte wordt afgelezen uit het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening van de benodigde kruinhoogte. Op deze wijze wordt zo goed als mogelijk rekening gehouden met de correlatie tussen waterstand en golfhoogte voor een specifieke locatie. Zie ook hoofdstuk 11 Casus.

3.6.1

Kust

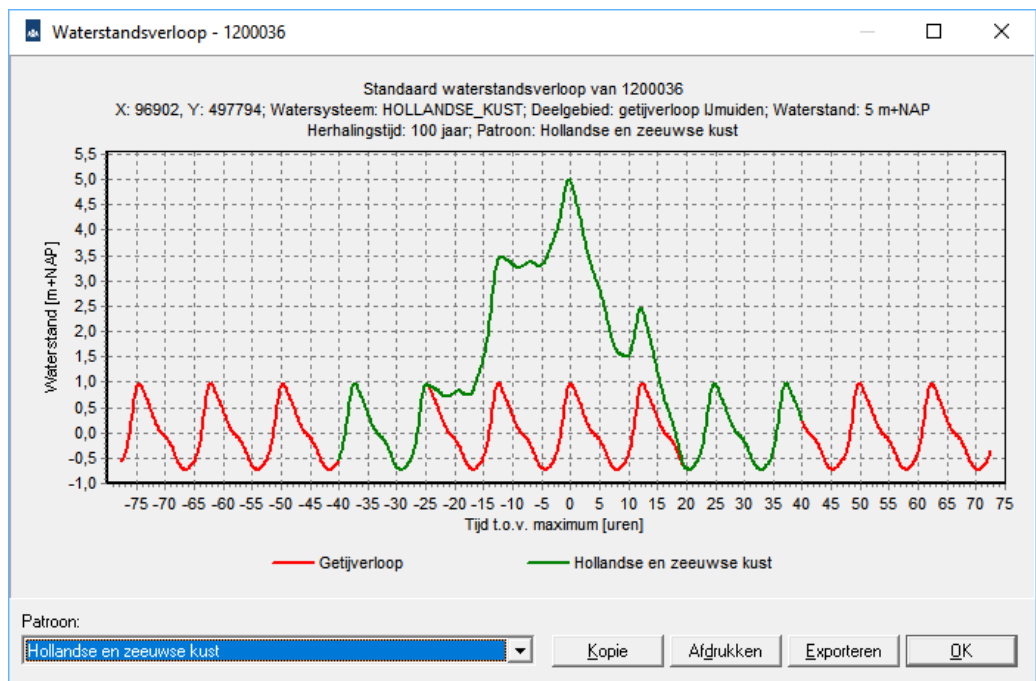
Het waterstandsverloop op een willekeurige locatie langs de kust bestaat uit het tijdsverloop van de stormopzet en de tijdreeks van het gemiddelde astronomische getij. De top van de opzet en de top van het astronomische getij vallen niet samen. De faseverschuiving hangt af van de locatie. De stormopzet heeft een trapeziumverloop voor alle locaties langs de kust. De parameters van het trapezium hangen af van het watersysteem, zie ook onderstaande tabel uit *Achtergrondrapport Hydraulische Belastingen* [Ref 3.8]:

Tabel 4 Parameters trapezia tijdsverloop stormopzet en faseverschuiving kustgebieden (bron: [Ref 3.8])

Gebied/locatie	Tijdsverloop stormopzet	Faseverschil opzet en getij
Zeeuwse en Hollandse kust	Trapezium, basis duur = 44 uur en topduur = 2 uur	2,5 uur
Hoek van Holland	Trapezium, duur = 30 uur op half meter niveau en flanken van 12 uur naar nul meter niveau	-4,5 uur
Waddenzee	Trapezium, basis duur = 45 uur en topduur = 2 uur	5,5 uur

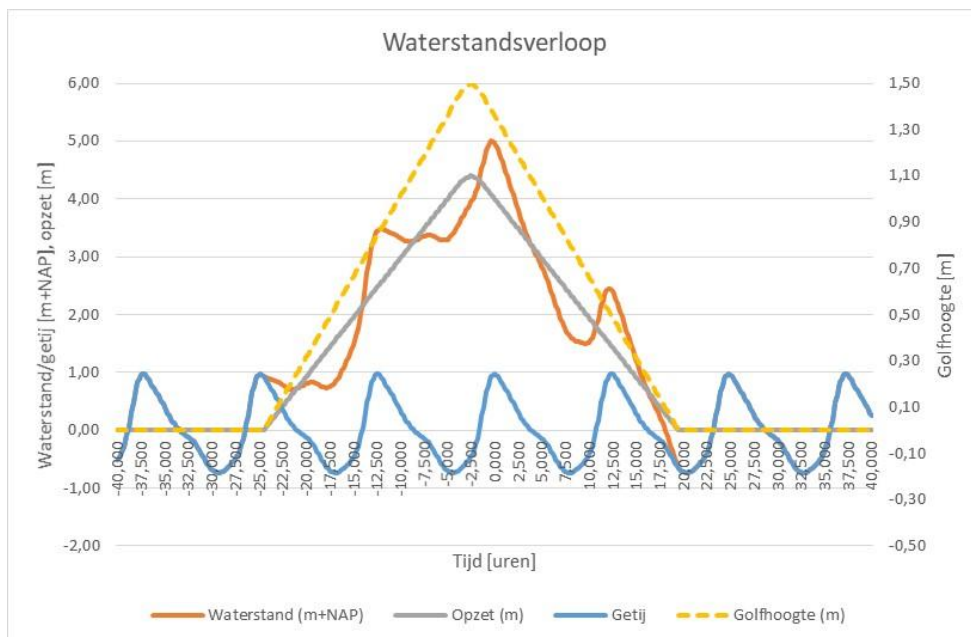
In het algemeen kan de volgende werkwijze aangehouden worden:

- Maak een export van het waterstandsverloop uit de tool Waterstandsverloop. In Figuur 5 is een kenmerkende afbeelding van het Waterstandsverloop langs de kust gegeven.



Figuur 5 Uitvoer tool Waterstandsverloop Kust

- In het op deze wijze verkregen Excel-bestand zijn twee tabbladen opgenomen: 'Naam deelgebied' (bijvoorbeeld Hollandse en Zeeuwse kust) en 'Getijverloop'. Door het getijverloop van de waterstand af te trekken kan de opzet worden gereconstrueerd. Vanwege de faseverschuiving ligt de top van de waterstandsopzet niet op $T=0$ maar bij de Hollandse en Zeeuwse kust bijvoorbeeld op $T=-2,5$ uur.
- De golfgroei volgt de opzet van de waterstand en groeit van 0 op de basis van de trapeziumvorm van de opzet naar de maximale waarde (in dit voorbeeld 1,50 m) op de top van de storm (in dit voorbeeld op $T=-2,5$ uur). In Figuur 6 is dit gevisualiseerd voor een voorbeeldlocatie langs de kust.

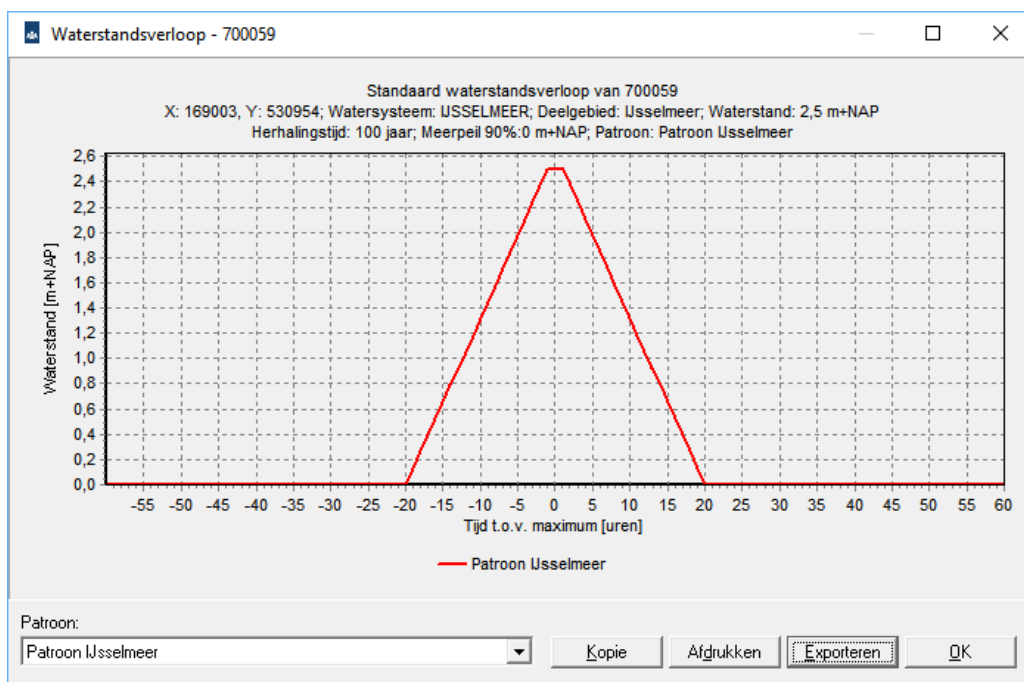


Figuur 6 Verloop opzet waterstand (linker verticale as) en golfgroei (rechter verticale as) op voorbeeldlocatie IJmuiden

3.6.2

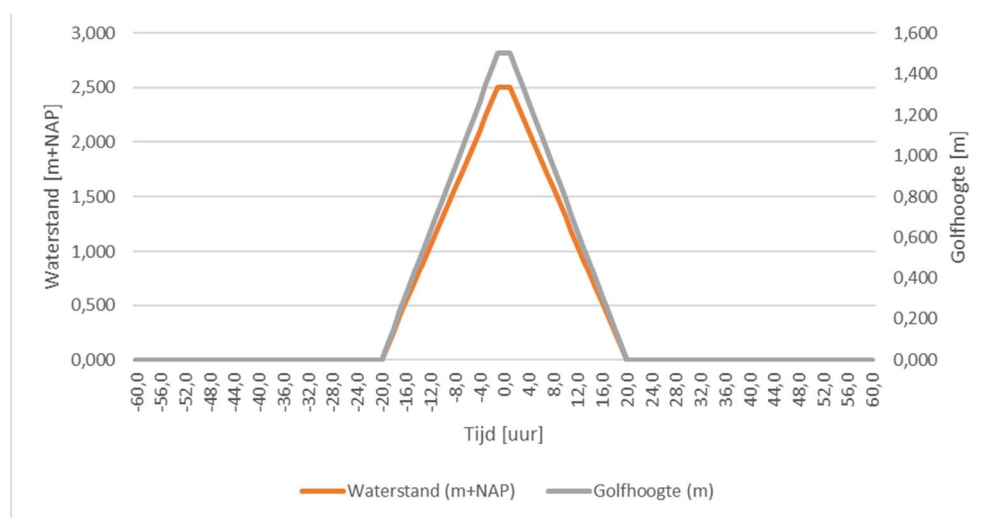
Meren

De waterstandsverlopen voor het IJsselmeer en het Markermeer worden beschreven door een trapeziumvormig verloop van de windopzet gesuperponeerd op een stationair verloop van het meerpeil op het niveau van het 90%-percentiel. De windopzet heeft een trapeziumvorm met basisduur van 40 uur en topduur van 2 uur. In Figuur 11 is een kenmerkende afbeelding van het Waterstandsverloop voor een willekeurige locatie in het merengebied gegeven.



Figuur 7 Uitvoer tool Waterstandsverloop Meren

Te zien valt dat het verloop van de waterstand de windopzet exact volgt en eveneens een trapeziumvorm heeft met basisduur van 40 uur en topduur van 2 uur. De golfgroei volgt de opzet van de wind/waterstand en groeit dus van 0 op de basis van de trapeziumvorm ($T=-20$ uur) van de opzet naar de maximale waarde op de top van de storm op $T=-1$ uur. De golfhoogte blijft vervolgens maximaal tot $T=+1$ uur en loopt weer terug naar 0 op $T=+20$ uur. In Figuur 8 is dit gevisualiseerd voor een willekeurige locatie waarbij de golfhoogte in het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening 1,50 m is.

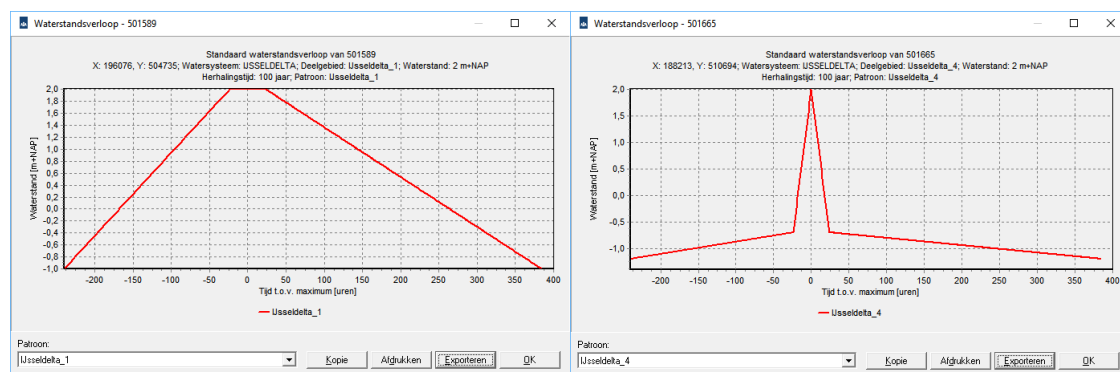


Figuur 8 Verloop opzet waterstand (linker verticale as) en golfhoogte (rechter verticale as) op voorbeeldlocatie IJsselmeer

3.6.3

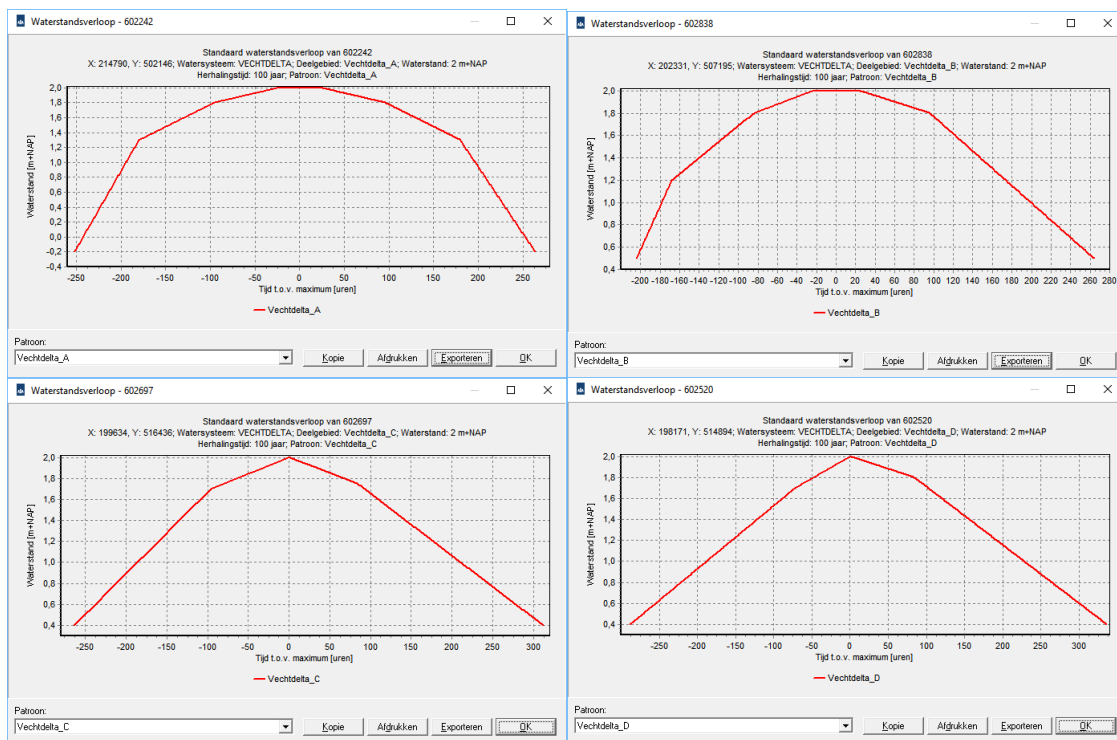
Vecht- en IJsseldelta

Zowel de Vechtdelta als de IJsseldelta is opgedeeld in vier deelgebieden¹². Voor de IJsseldelta geldt dat er sprake is van twee principe-vormen voor het waterstandsverloop, voor de Vechtdelta heeft ieder deelgebied een waterstandsverlooptlijn met een eigen vorm. In Figuur 9 en Figuur 10 is dit weergegeven.



Figuur 9 Waterstandsverloop IJsseldelta gebied 1+2 (links) en gebied 3+4 (rechts)

¹² De begrenzings zijn te vinden in paragrafen 10.3.3 en 10.3.4 van [Ref 3.8]



Figuur 10 Waterstandsverloop Vechtdelta gebied A (linksboven), B (rechtsboven), C (linksonder) en D (rechtsonder)

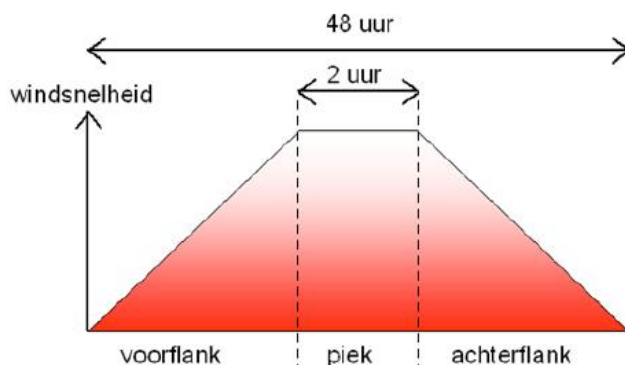
Te zien valt dat ieder deelgebied zijn eigen knikpunten kent:

Tabel 5 Overzicht knikpunten waterstandsverloop deelgebieden Vecht- en IJsseldelta

IJsseldelta 1-4	Vechtdelta A	Vechtdelta B	Vechtdelta C	Vechtdelta D
T=-264 uur	T=-252 uur	T=-204 uur	T=-240 uur	T=-288 uur
T=-24 uur	T=-180 uur	T=-168 uur	T=-96 uur	T=-72 uur
T=+24 uur	T=-96 uur	T=-84 uur	T=+84 uur	T=+84 uur
T=+384 uur	T=-24 uur	T=-24 uur	T=+312 uur	T=+336 uur
	T=+24 uur	T=+24 uur		
	T=+180 uur	T=+96 uur		
	T=+384 uur	T=+264 uur		

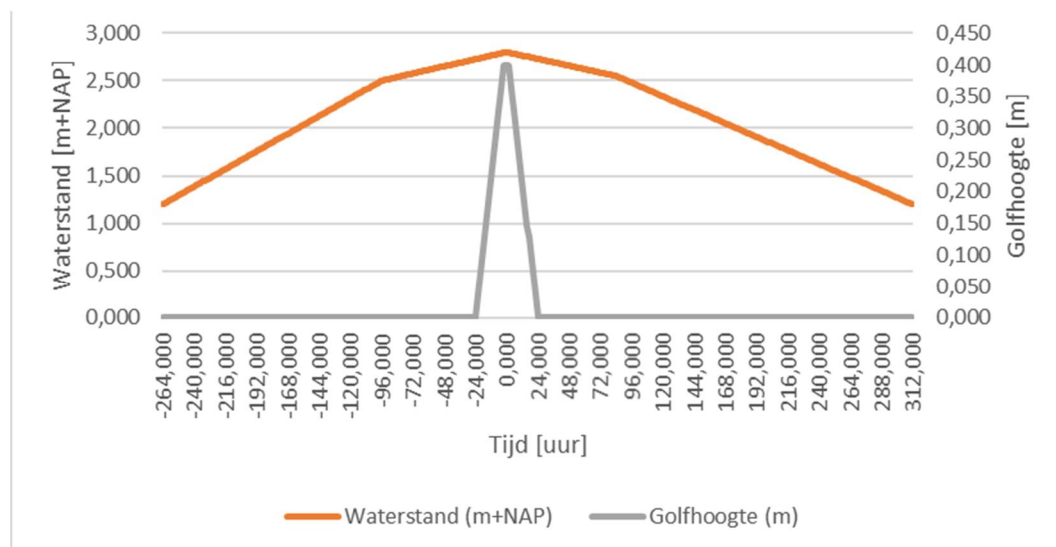
Uit *Hydraulische Belastingen Vecht- en IJsseldelta* [Ref 3.9] blijkt dat het voor deelgebieden Vechtdelta C en D te conservatief zou zijn de golfgroei direct aan de waterstandsopzet te koppelen vanwege de lange tijdsduur die dit met zich mee zou brengen. Daarom wordt voor de Vecht- en IJsseldelta de golfgroei gekoppeld aan de windopzet.

Bij de berekening van de hydraulische belastingen in de Vecht- en IJsseldelta is rekening gehouden met een trapeziumvormig verloop van de windopzet. In onderstaande figuur uit *Hydraulische Belastingen Vecht- en IJsseldelta* [Ref 3.9] is het verloop van de windopzet te zien (zie de zwarte lijn), welke wordt gekenmerkt door een basisduur van 48 uur en een topduur van 2 uur.



Figuur 11 Schematische weergave van het tijdsverloop van de storm (windsnelheid) (bron: [Ref 3.9])

De golfgroei volgt de opzet van de wind/waterstand en groeit dus van 0 op de basis van de trapeziumvorm ($T=-24$ uur) van de opzet naar de maximale waarde op de top van de storm op $T=-1$ uur. De golfhoogte blijft vervolgens maximaal tot $T=+1$ uur en loopt weer terug naar 0 op $T=+24$ uur. In Figuur 12 is dit gevisualiseerd voor een willekeurige locatie in deelgebied C waarbij de golfhoogte in het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening 0,43 m is.

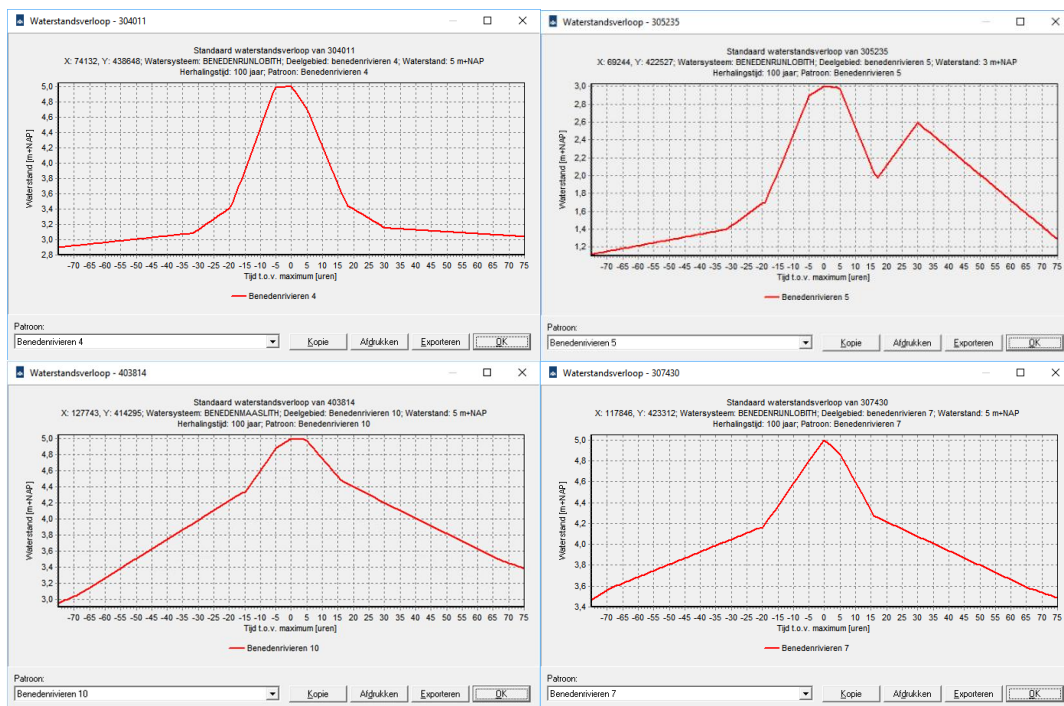


Figuur 12 Verloop opzet waterstand en golfgroei op voorbeeldlocatie Vechtdelta C

3.6.4

Benedenrivieren

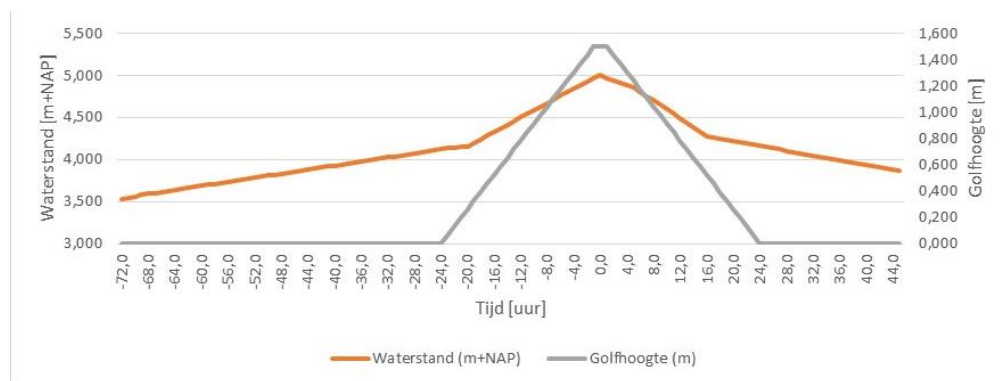
In het benedenrivierengebied is sprake van een groot aantal deelgebieden (>10). Het voert te ver om van al deze deelgebieden een voorbeeld van het waterstandsverloop op te nemen. Enkele kenmerkende voorbeelden zijn in onderstaande figuur getoond.



Figuur 13 Waterstandsverloop benedenrivieren deelgebied 4 (linksboven), 5 (rechtsboven), 7 (rechtsonder) en 10 (linksonder)

Bij de berekening van de hydraulische belastingen in het benedenrivierengebied is rekening gehouden met hetzelfde trapeziumvormig verloop van de windopzet als in het merengebied (*Achtergrondrapport Hydraulische Belastingen* ([Ref 3.8]) pagina 60). Dit is weergegeven in Figuur 11 uit [Ref 3.9] welke is opgenomen in de vorige paragraaf. Het verloop van de windopzet wordt ook in het benedenrivierengebied dus gekenmerkt door een basisduur van 48 uur en een topduur van 2 uur.

De golfgroei volgt de opzet van de wind/waterstand en groeit dus van 0 op de basis van de trapeziumvorm ($T=-24$ uur) van de opzet naar de maximale waarde op de top van de storm op $T=-1$ uur. De golfhoogte blijft vervolgens maximaal tot $T=+1$ uur en loopt weer terug naar 0 op $T=+24$ uur. In Figuur 14 is dit gevisualiseerd voor een willekeurige locatie in deelgebied Benedenrivieren 7 waarbij de golfhoogte in het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening 1,50 m is.

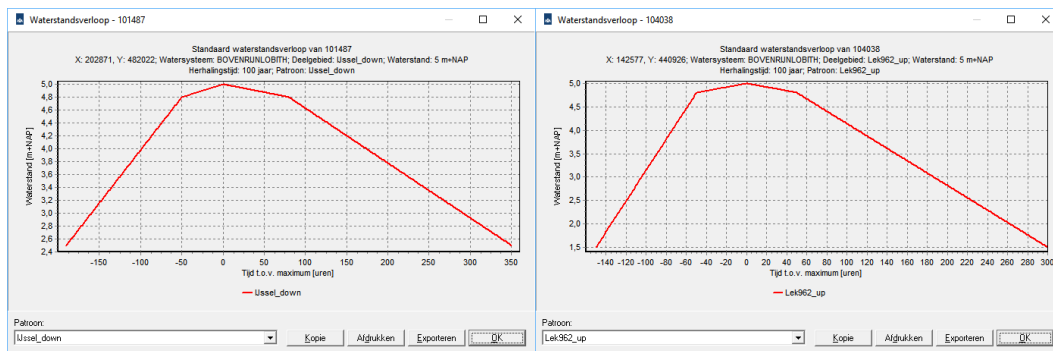


Figuur 14 Verloop opzet waterstand en golfgroei op voorbeeldlocatie Benedenrivieren 7

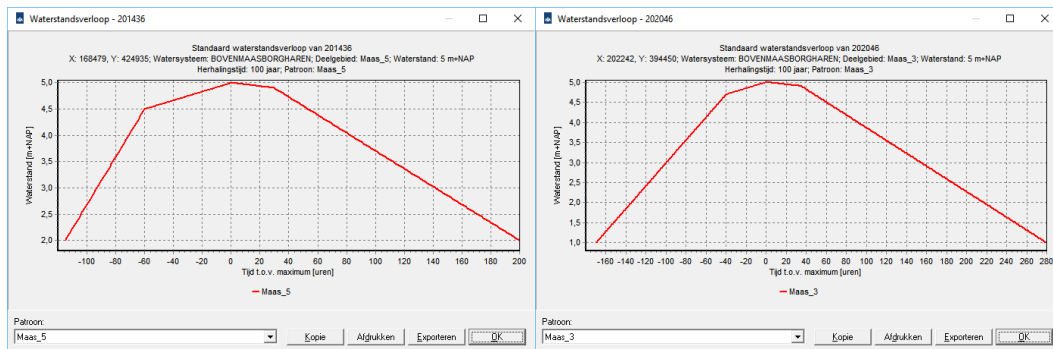
3.6.5

Bovenrivieren Maas en Rijn

Ook in het bovenrivierengebied is sprake van een groot aantal deelgebieden (>10). Het voert te ver om van al deze deelgebieden een voorbeeld van het waterstandsverloop op te nemen. Enkele kenmerkende voorbeelden zijn in onderstaande figuren getoond. Te zien valt dat de afvoergolven allemaal op hoofdlijnen dezelfde vorm hebben.



Figuur 15 Waterstandsverloop bovenrivieren Rijn deelgebied IJssel_down (links) en Lek962_up (rechts)



Figuur 16 Waterstandsverloop bovenrivieren Maas deelgebied Maas_5 (links) en Maas_3 (rechts)

Bij de berekening van de hydraulische belastingen in het bovenrivierengebied is geen rekening gehouden met de tijdsduur van de wind. Voor de berekening van de golfgroei wordt daarom de aanname gedaan dat de windopzet hetzelfde trapeziumvormige verloop kent als in het benedenrivierengebied (zie vorige paragraaf). Het verloop van de golfgroei in de tijd kan vervolgens op analoge wijze bepaald worden.

3.7

Kunstwerken achter havendammen

Het komt vaak voor dat kunstwerken gelegen zijn achter havendammen die de golven op het buitenwater reduceren. De uitvoerpunten van de hydraulische belastingdatabases liggen echter doorgaans buiten deze havendammen. In eerste instantie kan ervoor gekozen worden te ontwerpen met de belastingcombinaties buiten de haven. Er wordt dan geen rekening gehouden met fysische processen zoals golftransmissie, reflectie, refractie, diffractie en lokale golfgroei die de golfcondities in de haven kunnen beïnvloeden. Overigens kunnen de golfcondities voor een locatie in de haven ook ongunstiger zijn dan de golfcondities op de locatie vóór de haveningang (door specifieke eigenschappen van een haven in combinatie met genoemde fysische processen). Als een ontwerp met golfbelastingen buiten de haven mogelijk een ondoelmatig ontwerp oplevert kan in meer detail naar de Hydraulische Belastingen in de haven worden gekeken. Enig gevoel hiervoor kan worden verkregen door de oriëntatie van het kunstwerk te variëren.

In dat geval moeten de hydraulische randvoorwaarde ter plaatse van de uitvoerlocatie vertaald worden naar randvoorwaarde ter plaatse van het kunstwerk. Hiervoor is de tool Hydraulische belastingen Havens (HB Havens) beschikbaar. Met behulp van deze tool kan een eenvoudige en een geavanceerde analyse gemaakt worden van de hydraulische belastingen in het havenbekken. Meer informatie over deze tool is te vinden in [Ref 3.11]. Met name de geavanceerde analyse vergt een uitgebreide en multidisciplinaire aanpak. Aanbevolen wordt hiervoor specialistische hulp in te schakelen.

3.8 Referenties en achtergronddocumenten

- [Ref 3.1] Tienjarig Overzicht 1981-1990, Rijksinstituut voor Kust en Zee/RIKZ, 1994
- [Ref 3.2] Gebruikershandleiding Waterstandsverloop - versie 3.0.1, HKV_{LJDN IN WATER} i.o.v. Rijkswaterstaat WVL, maart 2017
- [Ref 3.3] Leidraad Zee- en Meerdijken – Basisrapport, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), december 1999
- [Ref 3.4] Leidraad Kunstwerken 2003, TAW, mei 2003
- [Ref 3.5] EurOtop - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures, Second edition, Pre-release October 2016
- [Ref 3.6] Hydra-NL Gebruikershandleiding versie 2.4, HKV_{LJDN IN WATER} i.o.v. Rijkswaterstaat WVL, mei 2018
- [Ref 3.7] Ringtoets Gebruikershandleiding, versie 17.2.1, Deltares, 27 november 2017
- [Ref 3.8] Achtergrondrapport Hydraulische Belastingen, Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017, Deltares, kenmerk 1230087-008-HYE-0001, september 2017
- [Ref 3.9] Hydraulische Belastingen Vecht- en IJsseldelta, Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017, Deltares, kenmerk 1230087-005, april 2017
- [Ref 3.10] Seiches – Analyse waterstandsmetingen en invloed opwekkingsmechanismen, Deltares, kenmerk 11200537-009-ZWS-0001, definitief, oktober 2017
- [Ref 3.11] Hydraulische Belastingen Havens - Gebruikershandleiding en methode, Aktis Hydraulics en HKV_{LJDN IN WATER} i.o.v. Rijkswaterstaat WVL, december 2017
- [Ref 3.12] Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden - Aanvulling OI2014, versie 5 (Hydra-NL 2.4.1), Deltares, kenmerk 11202226-009-GEO-0002, definitief, mei 2018

4 Niet sluiten

4.1 Inleiding

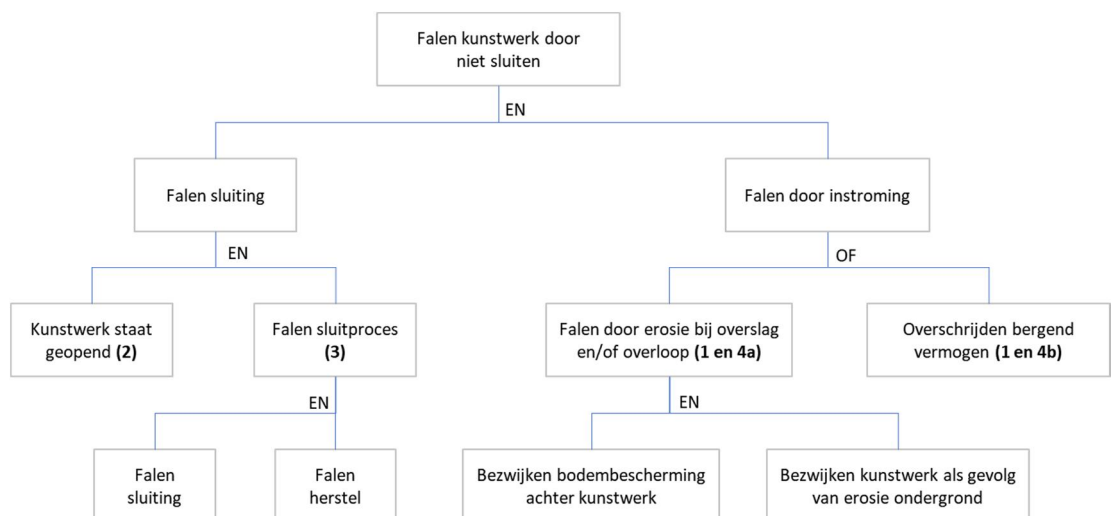
4.1.1 *Inleiding faalmechanisme*

De aanwezigheid van een waterkerend kunstwerk in een waterkering is in eerste instantie altijd ten behoeve van een andere functie dan waterkeren. De primaire functie heeft betrekking op de wens om goederen, mensen, voertuigen of vloeistoffen of gassen de waterkering te laten passeren. Zonder deze primaire functie was immers het kunstwerk niet benodigd geweest. Als gevolg van deze primaire functie dient een kunstwerk een opening te bieden in de waterkering. Dit maakt met name dat een waterkerend kunstwerk zich onderscheidt van een waterkering bestaande uit dijken/kaden en/of duinen. Het faalmechanisme *niet sluiten* is daarmee een uniek faalmechanisme dat alleen bij kunstwerken speelt. Om een hoogwater te kunnen keren zal de opening en daarmee het kunstwerk (hoogwater kerend) gesloten moeten zijn.

De keuze van de keermiddelen en daarmee ook de betrouwbaarheid van sluiten is sterk afhankelijk van de primaire functie. De functie waterkeren dient uiteraard ook afgedekt te worden, maar beide functies kunnen tot tegenstrijdige eisen aan de keermiddelen leiden. Als voorbeeld een inlaatsluis, waarbij de primaire functie vereist dat water van buiten naar binnen kan stromen (bijpassend keermiddel: schuif) maar de functie waterkeren het meest efficiënt wordt ingevuld als er een keermiddel wordt toegepast dat bij instroming uit zichzelf (op stroming) sluit, zoals een terugslagklep of wakerdeur.

4.1.2 *Fenomenologische beschrijving*

Een uitgebreide beschrijving van het faalmechanisme *niet sluiten* kan worden teruggevonden in het toetsrapport van het WBI [Ref. 4.1]. De faalboom is weergegeven in onderstaande Figuur 17.



Figuur 17 Faalboom faalmechanisme *niet sluiten*

Falen als gevolg van het faalmechanisme *niet sluiten* treedt op wanneer het instromende volume aan water door een geopend kunstwerk dusdanig groot is dat dit leidt tot substantiële schade en/of slachtoffers (overstromingsgevolgen). Falen van de waterkering treedt bij *niet sluiten* op als:

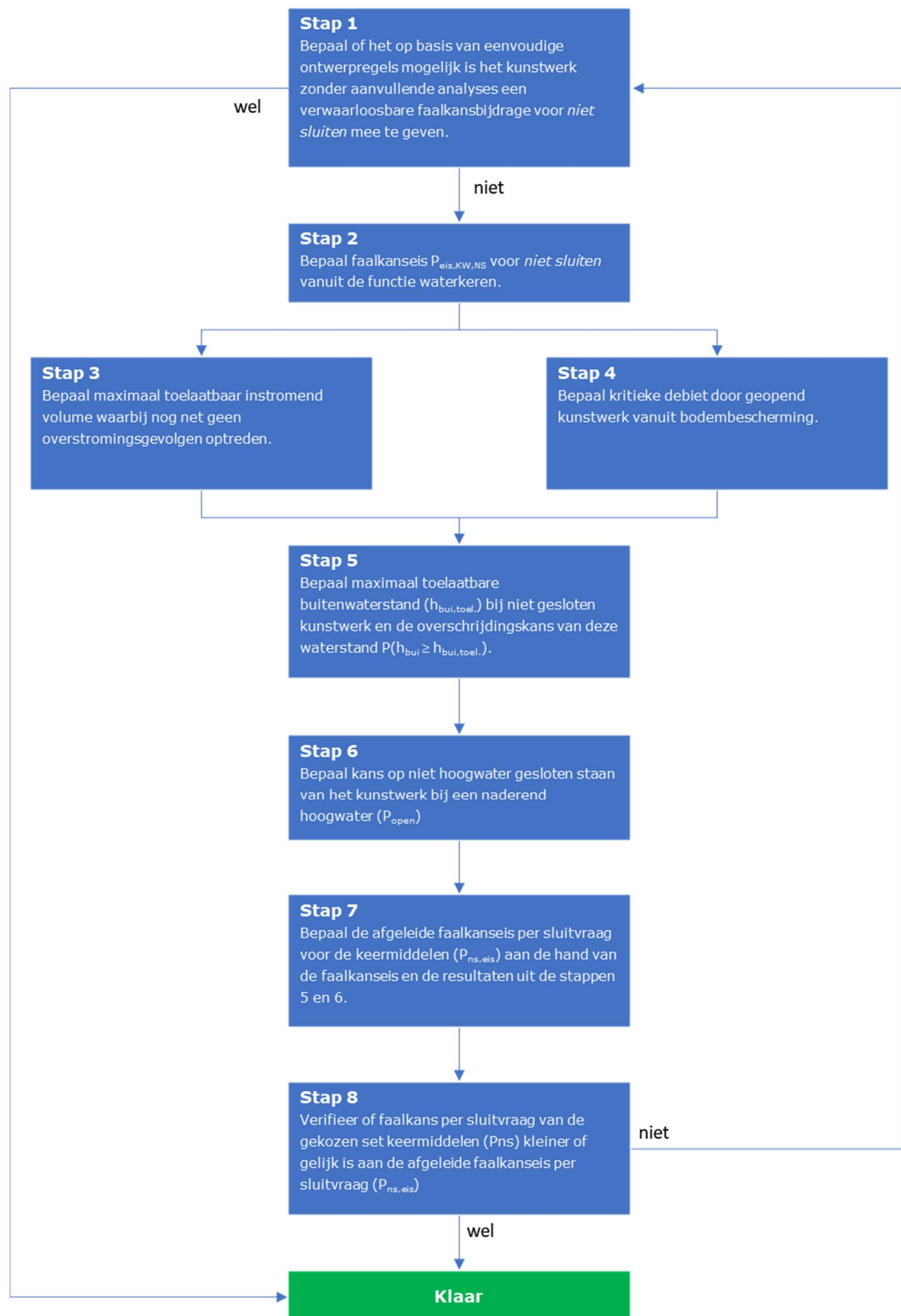
- (1) Zich een hoogwater aandient,
- EN (2) Het kunstwerk voorafgaand aan dit hoogwater geopend staat,
- EN (3) De sluiting van het kunstwerk faalt, waardoor ongewenst buitenwater naar binnen kan stromen,
- EN (4a) Het kunstwerk zelf bezwijkt als gevolg van bezwijken van de bodembescherming met substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming) als gevolg¹³. Hiervoor moet eerst de bodembescherming achter het kunstwerk bezwijken. Vervolgens ontstaan ontgrondingskuilen in de (niet meer beschermde) ondergrond, waarna de standzekerheid van het kunstwerk verloren gaat met als gevolg een (voortschrijdende) bres in de waterkering. Aangenomen wordt dat deze situatie altijd leidt tot het overschrijden van het kombergend vermogen.
- OF (4b) Het kunstwerk zelf blijft staan maar het instromend volume door het niet gesloten kunstwerk niet kan worden geborgen in het achterliggende (water-) systeem zonder dat dit leidt tot substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming).

De laatste fase (fase 4) betreft het feitelijke falen van de waterkering.

4.1.3 *Stappenplan en ontwerpstrategie*

Uitgangspunt voor het stappenplan van de ontwerpverificatie voor *niet sluiten* is dat naast de dimensies en de sterkte van de bodembescherming ook het aantal en type keermiddelen dat benodigd is vanuit de primaire functie(s) bekend is. In het hierna gepresenteerde stappenplan (zie figuur 18) wordt vervolgens de situatie beschouwd waarbij het kunstwerk niet hoogwater kerend gesloten is en een hoogwater zich aandient. Dit impliceert dat de eisen met betrekking tot het functioneren van de keermiddelen vanuit het primaire proces van directe invloed zijn op dit faalmechanisme. Hieronder is een stappenplan gegeven dat een mogelijke werkwijze bevat om te komen tot het ontwerp ten aanzien van *niet sluiten*. Elke stap wordt onder de figuur kort nader toegelicht. De in de figuur gegeven volgorde van stappen is niet vereist, want wellicht past de voorliggende ontwerp-opgave niet precies op het uitgangspunt van het stappenplan. Alle stappen zijn in dat geval wel nodig om te doorlopen, maar wellicht is een andere volgorde dan optimaal.

¹³ In praktische zin kan het zijn dat een kunstwerk bezwijkt als gevolg van het instromende water, zonder dat dit tot grote gevolgen (schade en/of slachtoffers) leidt. Dat komt dan doordat de komberging heel groot is en de bresgroei beperkt blijft. Vanuit de primaire functie van het kunstwerk zal een dergelijke benadering bij het ontwerp echter niet gewenst zijn. In geval van een beoordeling vanuit waterveiligheid kan het wel worden gebruikt om aan te tonen dat wordt voldaan aan de eisen.



Figuur 18 Stappenplan voor ontwerp faalmechanisme *niet sluiten*

Hieronder volgt een beknopte toelichting op de stappen:

- Stap 1. In deze stap wordt gekeken of het vanuit de primaire functie, maar ook vanuit kosten en andere randvoorwaarden mogelijk is om het kunstwerk en zijn keermiddelen zo te ontwerpen dat het kunstwerk evident veilig is ten aanzien van *niet sluiten*. Grondslag hiervoor zijn eenvoudige ontwerpregels (zie paragraaf 4.3.1). Wanneer dit mogelijk is, hoeft geen verdere analyse voor *niet sluiten* te worden uitgevoerd.
- Stap 2. De faalkans voor *niet sluiten* (faalkans per jaar) kan worden bepaald aan de hand van de (standaard) faalkansbegroting en de faalkansbijdragen van de overige objecten in het betreffende dijktraject (zie paragraaf 4.1.4.1).
- Stap 3. Zoals in paragraaf 2.2 is uitgelegd treedt een overstroming op bij het overschrijden van het kombergend vermogen door het instromen van buitenwater. In deze stap wordt het maximaal toelaatbare instromend volume water (ofwel het kombergend vermogen) bepaald. De maximaal toelaatbare binnenwaterstand waarbij nog geen overstromingsgevolgen optreden (OKH) is hierbij van belang, samen met het oppervlak en de kenmerken van de komberging. In hoofdstuk 10 Komberging wordt dit nader uitgewerkt.
- Stap 4. Als het kunstwerk niet hoogwaterkerend gesloten is stroomt er water door het object. De bodembescherming wordt dan door deze stroming belast. De sterkte van deze bodembescherming kan worden uitgedrukt in een maximaal toelaatbare stroomsnelheid en vervolgens aan de hand van de binnenwaterstand worden teruggerekend naar een maximaal toelaatbaar instromend debiet (zie ook hoofdstuk 9 Bodembescherming). Het verval en daarmee ook de buitenwaterstand bepaalt de optredende stroomsnelheden.
- Stap 5. Met behulp van de resultaten uit stap 3 en 4 kan de maximale buitenwaterstand worden bepaald die bij een niet hoogwaterkerend gesloten kunstwerk nog juist niet tot een te groot instromend volume water (stap 3, komberging) of een te groot instromend debiet (stap 4, bodembescherming) leidt. Hierbij kunnen de binnenwaterstand en het instromend volume niet los van elkaar worden gezien, omdat de binnenwaterstand tijdens een hoogwatergolf beïnvloed wordt door het instromende volume. Wanneer de kom relatief groot is zal het verval over het kunstwerk tijdens een hoogwatergolf toenemen omdat de binnenwaterstand niet of slechts deels meestijgt met de buitenwaterstand. Dit hogere verval leidt vervolgens tot hogere stroomsnelheden. Het voorgaande betekent dat bij het bepalen van de maximaal toelaatbare buitenwaterstand de basis van de analyse wordt gevormd door een beschouwing van de komberging. Het verloop van de buitenwaterstand (hoogwatergolf) en daarmee het verloop van het instromende debiet, het totaal ingestroomde volume en uiteindelijk het verloop van de binnenwaterstand in de tijd vormen de onderdelen van de benodigde beschouwing.
- De overschrijdingsfrequentie van de op bovenstaande wijze bepaalde maximaal toelaatbare buitenwaterstand geeft feitelijk aan hoe vaak per jaar of met welke kans er een dusdanig hoogwater voorbij komt dat er een overstroming zou optreden wanneer het object nooit hoogwaterkerend gesloten zou zijn. Deze overschrijdingsfrequentie is gelijk aan het aantal sluitvragen per jaar vanuit de hoogwaterkerende functie. Bij deze stap kan gebruik worden gemaakt van de instrumenten Hydra-NL en Waterstandsverloop.

- Stap 6. Het gebruik van het kunstwerk vanuit zijn primaire functie bepaalt hoe vaak en hoe lang een kunstwerk niet hoogwater kerend gesloten staat. Aan hand van het gebruik van het kunstwerk kan daarmee worden bepaald hoe groot de kans is dat het kunstwerk bij een naderend hoogwater nog gesloten moet worden. Deze kans wordt aangeduid met P_{open}^{14} .
- Stap 7. Met behulp van de gegevens uit stap 5 en 6 kan, uitgaande van de faalkanseis voor *niet sluiten* (stap 2), worden bepaald wat de maximale faalkans per sluitvraag van de keermiddelen is.
- Stap 8. In deze laatste stap wordt gekeken of de gekozen keermiddelen (vanuit de primaire functie en wellicht ook vanuit de waterkerende functie) een faalkans van sluiting per vraag hebben (eventueel inclusief een hersteloptie) die kleiner of gelijk is aan de afgeleide faalkanseis voor de sluiting per vraag (stap 7). Indien dit niet het geval is kunnen de diverse stappen opnieuw worden doorlopen waarbij aanscherpingen of andere keuzes worden doorgevoerd. Men kan zelfs terug tot stap 1 en een geheel nieuw keringconcept overwegen. In stap 2 kan nog eens worden gekeken of de afgeleide faalkanseis voor *niet sluiten* kan worden aangescherpt door het aantal van belang zijnde kunstwerken te reduceren. Dit kan bijvoorbeeld door een nadere analyse van de faalkansen voor *niet sluiten* van de overige kunstwerken uit te voeren of wellicht zelfs het aanpassen van andere kunstwerken door het aanbrengen van andere keermiddelen of het optimaliseren van het sluitingsprotocol.

4.1.4 Safety format

Uitgangspunt van het safety format is de eis dat de faalkans voor niet sluiten $P_{f,KW,NS}$ kleiner of gelijk is dan de faalkanseis voor *niet sluiten* $P_{eis,KW;NS}$, oftewel:

$$P_{f,KW,NS} \leq P_{eis,KW,NS} \quad 4.1$$

Dit vormt de basis voor de verificatie van het ontwerp ten aanzien van *niet sluiten*. Onderstaand wordt nader ingegaan op de bepaling van de faalkanseis (paragraaf 4.1.4.1) en de berekende faalkans (paragraaf 4.1.4.2).

4.1.4.1. Bepaling faalkanseis *niet sluiten*

Deze eis is afgeleid van de wettelijke eis voor het normtraject en kan worden bepaald met behulp van de volgende formule:

$$P_{eis,KW,NS} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{NS}}{N_{NS}} \quad 4.2$$

Waarin:

$P_{eis,KW,NS}$	Faalkanseis voor <i>niet sluiten</i> van een individueel kunstwerk voor een referentieperiode van 1 jaar [-]
P_{max}	Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de Waterwet ¹⁵ [-]
ω_{NS}	Faalkansruimtefactor voor <i>niet sluiten</i> [-]
N_{NS}	Lengte-effectfactor voor <i>niet sluiten</i> [-]

¹⁴ Er zijn situaties waarbij P_{open} geen kans maar een frequentie betreft. Met name bij frequent ingezette kunstwerken (bijvoorbeeld uitwateringssluizen) kan dit het geval zijn.

¹⁵ In de Waterwet wordt dit aangeduid als de ondergrens

In het WBI2017 [Ref. 4.3] en OI2014v4 [Ref. 4.2] is een standaard faalkans-begroting voor een normtraject opgenomen. In deze standaard faalkansbegroting wordt voor de faalkansruimtefactor voor *niet sluiten* (ω_{NS}) een waarde van 0,04 aangehouden. Hiervan afwijken is mogelijk, zie hiervoor hoofdstuk 2 Ontwerpverificaties.

De lengte-effectfactor N_{NS} is voor *niet sluiten* gelijk aan het aantal kunstwerken in het beschouwde dijktraject, waarbij het faalmechanisme *niet sluiten* een niet-verwaarloosbare bijdrage levert aan de overstromingskans en waarvan de sluitingen min of meer onafhankelijk van elkaar kunnen plaatsvinden. Dat betekent dat bij het ontwerp van een kunstwerk het aantal reeds aanwezige kunstwerken in het dijktraject bekend moet zijn evenals hun bijdrage aan de faalkans van het dijktraject voor *niet sluiten*. Indien de bijdrage van de overige kunstwerken niet bekend is, kan worden aangenomen dat deze overige kunstwerken allemaal bijdragen. Tevens moet bij het vaststellen van de N-waarde voldoende marge worden aangehouden om toekomstige veranderingen binnen het traject op te kunnen vangen, zoals de aanleg van meer kunstwerken in het traject. Daarbij wordt een maximum van 10 onafhankelijke, equivalente faalkansbijdragen geadviseerd om al te groot conservatisme te voorkomen.

4.1.4.2. Bepaling faalkans *niet sluiten*

De faalkans voor *niet sluiten* $P_{f,KW,NS}$ volgt uit de faalboom in Figuur 17. Hierin zijn de volgende gebeurtenissen te onderscheiden:

1. Het kunstwerk staat open bij een naderend hoogwater, oftewel er is een noodzaak tot sluiting (P_{open}).
2. Falen van de hoogwatersluiting van het kunstwerk (P_{ns}) en falen van herstel van de gefaalde reguliere sluiting ($P_{f,herstel}$).
3. Bezwijken van de bodembescherming achter het kunstwerk (grenstoestandfunctie Z_{NS1}).
4. Bezwijken van het kunstwerk als geheel nadat bezwijken van de bodembescherming heeft plaatsgevonden (grenstoestandfunctie Z_{NS2}).
5. Overschrijden van het kombergend vermogen (grenstoestandfunctie Z_{NS3}).

Uit de faalboom in Figuur 17 is op te maken dat geldt:

$$P_{f,KW,NS} = P_{open} \cdot P_{ns} \cdot P_{f,herstel} \cdot P(\{Z_{NS1} < 0 \text{ EN } Z_{NS2} < 0\} \text{ OF } Z_{NS3} < 0)$$

4.3

Hierin is:

$P_{f,KW,NS}$	Kans op overstroming na niet-sluiten [per jaar]
P_{open}	Kans op open kering bij een sluitvraag [-]
P_{ns}	Kans op falen sluiting bij een sluitvraag [-]
$P_{f,herstel}$	Kans op falen herstel van gefaalde sluiting [-]
$P(Z_{NS1} < 0)$	Kans op bezwijken bodembescherming [-]
$P(Z_{NS2} < 0)$	Kans op bezwijken kunstwerk in geval van een bezweken bodembescherming, ook wel $P_{f,KW erosie\ bodem}$ genoemd [-]
$P(Z_{NS3} < 0)$	Kans op overschrijden van het kombergend vermogen [-]

De eerste term in formule 4.3 betreft de kans dat het kunstwerk open staat wanneer een hoogwater zich aandient. De tweede en derde term geven aan wat de kans is dat het kunstwerk niet gesloten is op het moment dat de buitenwaterstand dusdanig hoog wordt dat zich overstromingsgevolgen aan de binnenzijde gaan voordoen. Dit betreft een faalkans per sluitvraag vanuit de functie hoogwater keren.

De laatste term geeft aan hoeveel sluitvragen per jaar zich voordoen vanuit de functie hoogwater keren.

Als wordt verondersteld dat de kans op het bezwijken van een kunstwerk na erosie van de bodembescherming gelijk is aan 1, dan reduceert deze laatste term tot:

$$P(\{Z_{NS1} < 0 \text{ EN } Z_{NS2} < 0\} \text{ OF } Z_{NS3} < 0) = P(Z_{NS1} < 0 \text{ OF } Z_{NS3} < 0)$$

Er geldt dan:

$$P_{f,KW,NS} = P_{open} \cdot P_{ns} \cdot P_{f,herstel} \cdot P(Z_{NS1} < 0 \text{ OF } Z_{NS3} < 0) \quad 4.4$$

Ofwel:

$$P_{f,KW,NS} = P_{open} \cdot P_{ns} \cdot P_{f,herstel} \cdot P\{\min(Z_{NS1}; Z_{NS3}) < 0\} \quad 4.5$$

De grenstoestandsfuncties voor bezwijken bodembescherming Z_{NS1} (formule 4.6) en voor overschrijden kombergend vermogen Z_{NS3} (formule 4.7) zijn hieronder weergegeven:

$$Z_{NS1} = Q_c - Q_{in|open} = q_c \cdot B_{sv} - Q_{in|open} = u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv} - Q_{in|open} \quad 4.6$$

$$Z_{NS3} = V_c - V_{in|open} = A_{kom} \cdot \Delta h_{kom} - t_s \cdot Q_{in|open} \quad 4.7$$

Hierin is:

Q_c	Kritiek debiet waarbij de bodembescherming bezwijkt [m^3/s]
$Q_{in open}$	Optredend instromend debiet door het kunstwerk bij een bepaalde waterstand gegeven dat het kunstwerk niet hoogwater kerend gesloten is [m^3/s]
q_c	Kritiek instromend debiet met betrekking tot de bodembescherming [$m^3/s/m$]
B_{sv}	Stroomvoerende breedte bodembescherming [m]
u_c	Kritieke stroomsnelheid bodembescherming [m/s]
h_{bi}	Binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{bb}	Hoogte bovenkant bodembescherming [m+NAP]
V_c	Maximaal beschikbaar volume aan kombergend vermogen in het achterland, waarbij geen significante gevolgen (overstromingsgevolgen) optreden [m^3]
$V_{in open}$	Instromend volume door het niet hoogwater kerend gesloten kunstwerk gedurende een hoogwaterperiode [m^3]
A_{kom}	Kombergend oppervlak [m^2]
Δh_{kom}	Maximaal toegestane peilverhoging in het achterland [m]
t_s	Duur van de hoogwatergolf [s]

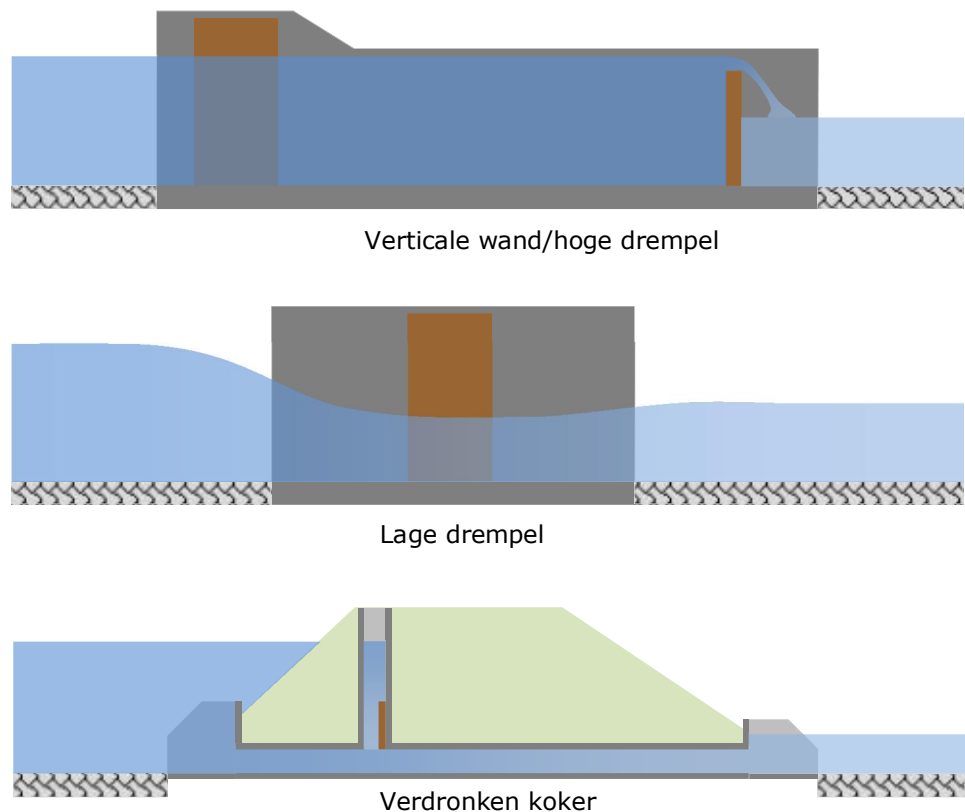
Onder de vereenvoudigende aanname dat alle sterktetermen in formules 4.6 en 4.7 (vrijwel) deterministisch zijn, kan de laatste term in formule 4.5 ten slotte worden herschreven tot:

$$P\{\min(Z_{NS1}; Z_{NS3}) < 0\} = P\left(Q_{in|open} > \min\left\{u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv}; \frac{A_{kom} \cdot \Delta h_{kom}}{t_s}\right\}\right) \quad 4.8$$

Een belangrijke belastingvariabele is in beide vergelijkingen het totale instromend debiet $Q_{in|open}$ door het niet hoogwater kerend gesloten kunstwerk. Afhankelijk van de geometrie van het kunstwerk bij het niet hoogwaterkerend gesloten zijn, zijn verschillende modellen van toepassing om dit instromende debiet te bepalen.

Grofweg bestaan de volgende modellen om het instromende debiet te bepalen:

- Verticale wand/hoge drempel. Er is geen direct contact tussen binnen- en buitenwater. Deze situatie doet zich bijvoorbeeld voor in het geval van een schutsluis waarbij de hoogwaterkerende sluitmiddelen niet gesloten zijn en water over de schutdeuren stroomt.
- Lage drempel (overlaat). Er is direct contact tussen binnen en buitenwater en het instroomoppervlak wordt niet aan de bovenzijde begrensd. Deze situatie doet zich bijvoorbeeld voor in het geval van een keersluis, wanneer het waterkerende keermiddel niet gesloten is.
- Verdronken koker. Er is direct contact tussen binnen- en buitenwater en het instroomoppervlak wordt aan de bovenstroomse zijde begrensd. De watergang in het kunstwerk waardoor water instroomt ligt geheel onder water. Deze situatie doet zich bijvoorbeeld voor in het geval dat een uitwateringssluis bestaande uit een koker door de waterkering niet gesloten is.



Figuur 19 Schematische weergave instroommodellen *niet sluiten*

De sterktevariabelen V_c en q_c/u_c (afhankelijk de bodembescherming, zie hoofdstuk 9 Bodembescherming) zijn respectievelijk de beschikbare berging en het kritieke instroomdebiet / de kritieke stroomsnelheid voor de bodembescherming. Deze zijn verder uitgewerkt in paragraaf 4.2.3. Voor de sterktevariabelen worden ook rekenwaarden gedefinieerd.

Voor het bezwijken van een kunstwerk gegeven het bezwijken van de bodembescherming wordt in eerste instantie aangehouden dat dit altijd gebeurt zodra de bodembescherming is bezweken. Aanscherping hiervan is mogelijk maar vergt een specialistische beschouwing die buiten het kader van deze Werkwijzer valt. Het benutten van deze eventueel aanwezige aanvullende sterkte past overigens beter bij beoordelen dan bij ontwerpen. Aanbevolen wordt bij ontwerpen hiermee terughoudend om te gaan.

4.2 Belastingen en optredend instromend debiet

De hydraulische belastingen bepalen in combinatie met de binnenwaterstand en de geometrie van het niet hoogwaterkerend gesloten kunstwerk het instromende debiet $Q_{inlopen}$. Voor de hydraulische belastingen gaat het hier afhankelijk van de geometrie en het hiermee samenhangende instroommodel om een combinatie van waterstanden en golven (bij model verticale wand/hoge drempel) dan wel sec om waterstanden (bij modellen lage drempel en verdronken koker). Naast de absolute waarden van waterstanden en golven speelt ook het waterstandsverloop een rol. Hiermee kan de buitenwaterstand worden bepaald waarbij de beschikbare komberging (V_c) nog toereikend is om het instromende volume gedurende een hoogwater ($V_{inlopen}$) te kunnen bergen.

4.2.1 Waterstanden en golven

De verschillende instroommodellen zoals opgenomen in deze werkwijzer worden gevoed met gegevens omtrent waterstanden (alle modellen) en golven (alleen model verticale wand/hoge drempel, zie tabel 6).

Tabel 6 Behoeftte invoer diverse instroommodellen

Instroombelasting	Buitenwaterstand	Golven
Verticale wand/hoge drempel	Ja	Ja
Lage drempel	Ja	Nee
Verdronken koker	Ja	Nee

Voor het instroommodel 'verticale wand/hoge drempel' geldt dat hierbij gebruik gemaakt dient te worden van gecombineerde statistiek van waterstanden en golven. Deze gecombineerde statistiek kan worden ontleend aan Hydra-NL (zie werkwijze bij *hoogte* in hoofdstuk 5). Hiermee kan de kans van voorkomen van een combinatie van buitenwaterstand en golven worden bepaald die bij een bekende kerende hoogte in een niet hoogwater kerende gesloten toestand leidt tot overschrijding van het kritieke debiet dan wel kritiek instromende volume.

Voor zowel het instroommodel 'lage drempel' als 'verdronken koker' geldt dat golven geen rol¹⁶ spelen bij het instromende debiet. Hier kan met behulp van Hydra-NL de

¹⁶ Met name bij het model lage drempel zijn situaties denkbaar waarin golven wel degelijk een bijdrage leveren aan het instromend debiet. Denk aan een situatie met een relatief kleine waterdiepte boven de drempel in combinatie met grote golven. In dat geval kan beter gebruik worden gemaakt van het model verticale wand/hoge drempel.

overschrijdingsfrequentie/-kans worden bepaald van die buitenwaterstand die bij deze instroommodellen leidt tot het kritieke debiet dan wel het kritiek instromend volume. Daartoe dient met Hydra-NL een overschrijdingsfrequentielijn te worden gemaakt.

Bij het faalmechanisme *niet sluiten* kan het voorkomen dat de instroming bij het niet gesloten zijn reeds bij buitenwaterstanden met een relatief hoge frequentie leidt tot overstromingsgevolgen. In Hydra-NL zijn frequenties hoger dan eens in de 10 jaar (overschrijdingskans is 1/10 per jaar) niet opgenomen in de databases. Wanneer buitenwaterstanden met een overschrijdingskans groter dan 1/10 per jaar reeds tot problemen leiden bij een geopend kunstwerk dan zijn er twee werkwijzen mogelijk. Deze zijn opgenomen in paragraaf 3.3.3.

4.2.2 *Waterstandsverloop buitenwater*

Het verloop van de hoogwatergolf in de tijd bepaalt mede hoeveel water er gedurende een hoogwatergolf door het niet hoogwater gesloten kunstwerk naar binnen kan stromen. Dit volume van instromend water is van belang om te kunnen beoordelen of het kombergend vermogen wordt overschreden. In het hoofdstuk Komberging (hoofdstuk 10) wordt hier verder op ingegaan.

4.2.3 *Optredend instromend debiet bij niet gesloten zijn kunstwerk*

In deze paragraaf wordt ingegaan op de formules waarmee het instromende debiet kan worden bepaald op het moment dat het kunstwerk niet hoogwaterkerend gesloten is. Dit instromende debiet is afhankelijk van de situatie (geometrie) van het kunstwerk op het moment dat het niet gesloten is (zie paragraaf 4.1.4.2).

In de literatuur (onder andere *Toegepaste vloeistofmechanica, hydraulica voor waterbouwkundigen* ([Ref. 4.4])) kan meer informatie over de modellen en de coëfficiënten worden gevonden. Met name de afvoercoëfficiënten kunnen onderwerp zijn van uitgebreide studies. Voor de gangbare kunstwerken wordt aanbevolen om deze coëfficiënten in eerste instantie met eenvoudige benaderingen te bepalen dan wel aan te nemen. Opgemerkt wordt dat bij het ontwerpen van de primaire functie al gekeken kan zijn naar de afvoercoëfficiënten. Daar kan bij het ontwerpen van de waterkerende functie wellicht al gebruik van worden gemaakt.

4.2.3.1. Instroommodel verticale wand/hoge drempel

Voor het instroommodel 'verticale wand/hoge drempel' wordt verwezen naar paragraaf 5.2.3 van het hoofdstuk Hoogte. Daarin is dit model uitgebreid beschreven.

4.2.3.2. Instroommodel lage drempel.

Voor deze situatie geldt dat er twee modellen zijn die beide een eigen formule kennen voor het instromende debiet: de volkomen en de onvolkomen overlaat. De formules voor de overlaat worden in de literatuur op verschillende wijzen weergegeven. Hier is gekozen voor een wijze waarbij gewerkt wordt met peilen ten opzichte van NAP. Tevens is aangenomen dat het buitenwater zo groot is dat de stroomsnelheid van het water richting het kunstwerk zeer klein is, waardoor de energiehoogte buitendijks gelijk is aan de buitenwaterstand.

Voor de onvolkomen overlaat geldt dat de binnenwaterstand invloed heeft op de grootte van het instromende debiet. Het model kent de volgende formule en de daarbij horende randvoorwaarde met betrekking tot de buitenwaterstand in relatie tot de binnenwaterstand en de drempelhoogte.

$$Q_{in,onvolk.} = B \cdot m_{onv} \cdot (h_{bi} - h_{dr}) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_{bu} - h_{bi})} \quad h_{bu} < \frac{3}{2} \cdot h_{bi} - \frac{3}{2} \cdot h_{dr} \quad 4.9$$

Voor de volkomen overlaat geldt dat de binnenwaterstand geen invloed meer heeft op het instromende debiet:

$$Q_{in,volk.} = B \cdot m_{vol} \cdot \sqrt{g \cdot (h_{bu} - h_{dr})^3} \quad h_{bu} \geq \frac{3}{2} \cdot h_{bi} - \frac{3}{2} \cdot h_{dr} \quad 4.10$$

Hierin is:

$Q_{in,onvolk.}$	Optredend instromend debiet door het kunstwerk waarbij sprake is van een onvolkomen stroming [m^3/s]
$Q_{in,volk.}$	Optredend instromend debiet door het kunstwerk waarbij sprake is van een volkomen stroming [m^3/s]
B	Breedte van de doorstroomopening [m]
m_{onv}	Afvoercoëfficiënt voor de onvolkomen overlaat [-]
m_{vol}	Afvoercoëfficiënt voor de volkomen overlaat [-]
h_{bi}	Binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{dr}	Bovenkant drempel ten opzichte van NAP, wat in de praktijk de bovenkant van de bodem van het kunstwerk is [m]
h_{bu}	Buitenwaterstand ten opzichte van NAP [m]

4.2.3.3. Instroommodel verdrongen koker

In deze situatie bevindt het watervoerende element zich geheel onder water. Voor een verdrongen koker geldt de volgende instroomformule:

$$Q_{in,koker} = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_{bu} - h_{bi})} \quad 4.11$$

Hierin is:

$Q_{in,koker}$	Optredend instromend debiet door het kunstwerk waarbij sprake is van een verdrongen koker [m^3/s]
A	Minimale oppervlakte van de doorstroomopeningen [m^2]
μ	Afvoercoëfficiënt voor verdrongen koker [-]
h_{bi}	Binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{bu}	Buitenwaterstand ten opzichte van NAP [m]

De formule voor de verdrongen koker (formule 4.11) kent veel overeenkomsten met de formule voor de onvolkomen overlaat (formule 4.9). De afvoercoëfficiënten zijn nadrukkelijk wel verschillend.

4.3 Sterkte

De sterkte van een kunstwerk met betrekking tot *niet sluiten* bestaat uit een aantal onderdelen (zie ook formule 4.3c):

1. De betrouwbaarheid van de sluiting (P_{ns}), waarbij ook de faalkans van het herstel ($P_{f,herstel}$) hoort.
2. De kans dat een kunstwerk niet hoogwaterkerend gesloten staat op het moment dat een zodanig hoogwater zich aandient dat bij een niet gesloten kunstwerk dit tot overstromingsgevolgen in het achterland leidt (P_{open}).

3. De geometrie van het kunstwerk in niet hoogwaterkerend gesloten toestand, bestaande uit de dan aanwezige kerende hoogte en de afmetingen van de doorstroomopening(en). De geometrie bepaalt in combinatie met de binnenwaterstand de belasting op de bodembescherming (het instromende debiet Q_{inopen}) en de komberging (het instromende volume V_{inopen}).
4. De kenmerken en omvang van het beschikbare kombergend vermogen van het achterliggende watersysteem (V_c). (zie hoofdstuk 10 Komberging)
5. De opbouw en afmetingen van de bodembescherming achter het kunstwerk.

De eerste twee onderdelen bepalen de kans op het niet hoogwaterkerend gesloten staan van het kunstwerk op het moment dat dit wel benodigd is. De onderdelen 3 tot en met 5 hebben betrekking op het gevolg bij het niet hoogwaterkerend gesloten zijn.

4.3.1 *Eenvoudige ontwerpregels betrouwbaarheid sluiting*

Een kunstwerk kan dusdanig worden ontworpen (vormgeving, functioneren en aantal en type keermiddelen) dat een analyse ten aanzien van *niet sluiten* direct achterwege kan worden gelaten, omdat op voorhand duidelijk is dat de overstromingskansbijdrage verwaarloosbaar is. Hiertoe zijn een aantal eenvoudige ontwerpregels opgesteld welke op specifieke typen kunstwerken van toepassing zijn. In *Bijlage III Sterkte en veiligheid* van het WBI2017 ([Ref. 4.3]) zijn ook enkele eenvoudige toetsregels opgenomen. De ontwerpregels zijn hiervan deels afgeleid. De ontwerpregels zijn wel specifiek en ook strenger. Met name dit laatste leidt ertoe dat er minder eenvoudige ontwerpregels zijn dan eenvoudige toetsregels.

De in de volgende subparagrafen vermelde eenvoudige ontwerpregels dekken niet alle denkbare situaties af. Dit betekent dat er in de praktijk kunstwerken kunnen voorkomen waarvan op voorhand al aangegeven kan worden dat de bijdrage aan het overstromingsrisico verwaarloosbaar is, maar die niet vallen onder de eenvoudige ontwerpregels. Wanneer een gedetailleerde analyse in dat geval niet wordt uitgevoerd, dient middels een kwalitatieve analyse, ondersteund door globale kwantitatieve beschouwingen, aangetoond te worden dat de bijdrage aan het overstromingsrisico verwaarloosbaar is. Argumenten hiervoor kunnen gevonden worden in de (beperkte) afmetingen van de watervoerende elementen, de drempelhoogte in niet gesloten toestand, het gebruik van het kunstwerk of de (zeer) beperkte gevolgen wanneer het kunstwerk open blijft staan.

Ongeacht op welke wijze er ontworpen wordt, is het wenselijk om te allen tijde minimaal één keermiddel in de stroomvoerende elementen van een kunstwerk op te nemen¹⁷.

4.3.1.1. Schutsluizen

Indien een schutsluis is voorzien van ten minste twee hoogwaterkerende hoofden en ook de schutkolk is in staat om eenzelfde hoogwater te keren, is een nadere analyse van *niet sluiten* niet nodig zo lang aan de volgende voorwaarde wordt voldaan: De schutdeuren staan nooit allemaal tegelijkertijd open (bijvoorbeeld om bij geen verval de scheepvaart een vrije doorgang te verlenen of om via een geopende sluis water in- dan wel uit te laten).

¹⁷ Uit de eenvoudige toetsregels van het WBI2017 of uit nadere analyses kan naar voren komen dat er geen keermiddel benodigd is om aan de betrouwbaarheidseis vanuit de Waterwet te voldoen. Voor een ontwerp wordt het echter niet wenselijk geacht om bij een kunstwerk in de primaire waterkering helemaal geen keermiddel op te nemen. In geval van een calamiteit of onderhoud is het van belang dat een kunstwerk toch afgesloten kan worden, al is het alleen maar om schade te voorkomen.

Indien aan bovenstaande eenvoudige ontwerpregel wordt voldaan betekent dit dat de schutsluis altijd hoogwater kerend gesloten staat. Alleen in geval van een calamiteit (aanvaring) kan het voorkomen dat dit niet het geval is. Aanvaren wordt beschouwd onder *sterkte en stabiliteit* en heeft daarmee geen invloed op het faalmechanisme *niet sluiten*.

4.3.1.2. Gemalen

Wanneer een gemaal is voorzien van twee onafhankelijke hoogwaterkerende keermiddelen die met het pompbedrijf geschakeld zijn, is er geen nadere analyse van *niet sluiten* benodigd. 'Met het pompbedrijf geschakeld zijn' betekent in dit geval dat ze openen als het gemaal gaat draaien en dat ze automatisch ook weer sluiten als gestopt wordt met pompen. De onafhankelijkheid impliceert dat een van de keermiddelen bestaat uit een terugslagklep (of eventueel een wakerdeur) en dat het andere keermiddel bijvoorbeeld een automatisch sluitende vlinderklep is. Deze keermiddelen zijn onafhankelijk omdat ze niet dezelfde aandrijving en energiebron kennen en ver genoeg van elkaar zitten zodat ze niet allebei gelijktijdig door eenzelfde obstakel kunnen worden geblokkeerd.

Wanneer een gemaal is voorzien van meerdere maalgangen (perskokers) en deze allemaal zijn voorzien van een tweetal keermiddelen die aan de bovenstaande beschrijving voldoen, is ook dan een nadere analyse van het gemaal niet nodig.

Wanneer een gemaal is uitgerust met keermiddelen die voldoen aan het bovenstaande, dan is de kans op ongewenst open staan en het instromen van dusdanige hoeveelheden water dat dit leidt tot overstromingsgevolgen verwaarloosbaar klein.

4.3.1.3. Uitwateringssluis/riooloverstort

Uitwateringssluizen kunnen risicovolle objecten zijn ten aanzien van *niet sluiten*. Er zijn echter gevallen waarbij dit risico zeer klein is. In het volgende geval is een nadere analyse van *niet sluiten* niet benodigd.

Een uitwateringssluis met een inwendige diameter kleiner of gelijk aan 1 m, voorzien van minimaal één hoogwater kerende keermiddel dat automatisch sluit en waarvan het watervoerende element (leiding) binnendijks buiten de invloedzone van de waterkering uitkomt in een (inspectie-)put waarvan de toegang zich minimaal op maaiveld niveau bevindt.

In dit geval is het risico verwaarloosbaar klein, omdat de kans op een gesloten keermiddel groot is. Daarnaast zullen de gevolgen bij het falen van de sluiting beperkt zijn, omdat de leidingdiameter beperkt is en de kans op bresvorming verwaarloosbaar klein is.

4.3.2 De faalkans van sluiting

De kans dat de sluiting van een kunstwerk mislukt is één van de belangrijkste parameters voor het faalmechanisme *niet sluiten*. De grootte van deze kans is afhankelijk van een aantal aspecten:

- Het gebruik van het kunstwerk in relatie tot zijn primaire functie, zijnde het laten passeren van de waterkering door water, goederen, personen, voer- of vaartuigen.
- Het aantal en het type keermiddelen.
- Het aantal doorstroomopeningen.

- De calamiteitenorganisatie van de betreffende beheerder.
- De mogelijkheden om eventueel op een alternatieve wijze het kunstwerk bij een falende reguliere sluiting dicht te zetten ($P_{f,herstel}$).

Bij het ontwerp van een kunstwerk wordt aanbevolen om in eerste instantie geen rekening te houden met de positieve bijdrage van de kans op herstel. Dit impliceert een faalkans van herstel ($P_{f,herstel}$) van 1. Dit laat onverlet dat bij het praktisch ontwerp rekening gehouden kan worden met eventuele mogelijkheden om een kunstwerk alternatief te kunnen sluiten. Hierbij kan bijvoorbeeld gedacht worden aan toegankelijkheid/ bereikbaarheid van de stroomvoerende elementen van het kunstwerk door mens en materieel.

4.3.2.1. Falen reguliere hoogwatersluiting (P_{ns})

De faalkans van reguliere sluiting wordt aangeduid met de parameter P_{ns} en kent de eenheid per vraag [1/vraag]. De grootte van deze kans wordt beïnvloed door een viertal deelprocessen: alarmering, mobilisatie, bediening en technisch falen. De calamiteitenorganisatie, uitgewerkt in onder andere het hoogwaterdraaiboek, is van grote invloed op deze deelprocessen.

De waarde van P_{ns} kan grofweg met drie methoden worden bepaald.

1. Met behulp van scoretabellen (zie *Werkwijze bepalen kans op niet sluiten per sluitvraag met scoretabellen* ([Ref. 4.5] en *Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken* [Ref. 4.6])). Deze methode is van toepassing op keermiddelen die niet worden gesloten bij uitoefening van de primaire functie(s) van het kunstwerk maar alleen bij nadering van een hoogwater.
2. Met behulp van standaardfaalkansen voor keermiddelen die vanuit hun primaire functie regelmatig worden gesloten. In Bijlage B is dit voor een aantal veel voorkomende keermiddelen gedaan.
3. Met behulp van een geavanceerde foutenboomanalyse. Een dergelijke analyse is met name van belang bij grotere, meer complexe kunstwerken.

Voor kunstwerken kan ook een combinatie van methodes 1 en 2 zinvol zijn, wanneer er zowel specifiek hoogwaterkerende keermiddelen aanwezig zijn als keermiddelen die ook in het primaire proces worden ingezet.

Afhankelijk van de gekozen methode, de werking van het kunstwerk en de onderlinge afhankelijkheid ten aanzien van het mislukken van de sluiting kan het aantal doorstroomopeningen in de analyses worden meegenomen. Bij de eerste methode wordt in eerste instantie een faalkans van de sluiting van de specifiek hoogwater kerende keermiddelen per doorstroomopening bepaald. Indien er meerdere doorstroomopeningen aanwezig zijn dan bepaalt de inzet van deze stroomkanalen hoe ze meegenomen kunnen worden bij bepaling van de totale kans op het mislukken van de sluiting.

Voorbeeld: Een uitwateringssluis heeft twee kokers die altijd gelijktijdig worden ingezet. De keermiddelen bestaan per koker uit een terugslagklep en een handbediende schuif. Van de handbediende schuiven is bekend dat de faalkans van niet sluiten gedomineerd wordt door technisch falen. De totale faalkans van het niet sluiten P_{ns} wordt bepaald met methode 1 (scoretabellen) voor de schuif en methode 2 (standaardfaalkansen) voor de terugslagklep. Het mislukken van de sluiting van de ene koker is nagenoeg onafhankelijk van de sluiting van de andere koker. In

onderstaande tabel zijn de diverse gebeurtenissen met hun kans van voorkomen weergegeven. Daarbij opgemerkt dat de faalkans van sluiten per koker (P_{ns}) in ieder geval kleiner is dan 10^{-2} per vraag.

Scenario	Koker 1	Koker 2	Kans
<i>Allebei gesloten</i>	<i>Sluit</i>	<i>Sluit</i>	$(1-P_{ns}) \cdot (1-P_{ns}) \approx 1$
<i>Koker 1 niet gesloten</i>	<i>Sluit niet</i>	<i>Sluit</i>	$P_{ns} \cdot (1-P_{ns}) \approx P_{ns}$
<i>Koker 2 niet gesloten</i>	<i>Sluit</i>	<i>Sluit niet</i>	$(1-P_{ns}) \cdot P_{ns} \approx P_{ns}$
<i>Allebei niet gesloten</i>	<i>Sluit niet</i>	<i>Sluit niet</i>	$P_{ns} \cdot P_{ns} = P_{ns}^2$

De kans van alle scenario's bij elkaar opgeteld is 1. Wanneer falen optreedt als tenminste één van de kokers open blijft staan (de kans op deze gebeurtenis is gelijk aan $P_{ns} + P_{ns} - P_{ns}^2 \approx 2P_{ns}$) dient in de verdere analyse (instromend debiet) rekening te worden gehouden met een watervoerende doorsnede gelijk aan de doorstroomoppervlakte van één koker. De andere gebeurtenis waarbij falen van de waterkering optreedt, is wanneer beide kokers niet sluiten. De kans hierop is gelijk aan P_{ns}^2 per sluitvraag. In dat geval dient het doorstroomoppervlak van beide kokers samen te worden toegepast in de verdere analyse. In de praktijk is het nagenoeg altijd zo dat de faalkans per koker klein is, waardoor de kans dat één koker niet gesloten is ($2 \cdot P_{ns}$) substantieel groter is dan de kans dat beide kokers niet gesloten zijn (P_{ns}^2). De laatste kans is vaak verwaarloosbaar klein.

4.3.2.2.

Falen van herstel van een reguliere sluiting

Bij de bepaling van de faalkans van een sluiting kan ook de kans op herstel van een gefaalde reguliere sluiting ($P_{f,herstel}$) worden meegenomen. Hiermee wordt de mogelijkheid bedoeld dat er bij het falen van een sluiting wellicht nog op een alternatieve wijze gesloten kan worden.

Voorbeeld: Een inlaatsluis bestaat uit een leiding door de kering met een leidingdiameter van 1,0 m en een schuifschacht in de kruin. Een dergelijke inlaatsluis kan bij een falende sluiting van de keermiddelen wellicht nog worden gesloten door via de schuifschacht klei of zandzakken in de leiding te storten.

In de scoretabellen (zie methode 1 in paragraaf 4.3.2.1) is herstel van het reguliere sluitproces al meegenomen, evenals de invloed van een eventueel tweede keermiddel. Een aanvullende (alternatieve) sluitwijze kan echter nog apart in rekening worden gebracht.

Voor de tweede methode ter bepaling van P_{ns} (standaardfaalkansen) geldt dat de faalkans voor herstel expliciet kan worden meegenomen. Deze zit nog niet verwerkt in de standaardfaalkansen.

In een geavanceerde foutenboomanalyse worden herstelmogelijkheden bij een gefaalde sluiting standaard meegenomen.

De kans dat het herstel van een gefaalde reguliere sluiting lukt is voor een belangrijk deel afhankelijk van de beschikbare tijd tussen het moment van de reguliere sluiting en het moment dat het water dusdanig hoog staat dat instroming

niet meer kan worden gestopt. Daarnaast spelen zaken zoals de bereikbaarheid en de afmetingen van het kunstwerk een belangrijke rol.

4.3.3 *De kans dat een kunstwerk open staat*

Wanneer een hoogwater nadert en het kunstwerk reeds gesloten staat, speelt het faalmechanisme *niet sluiten* vanzelfsprekend geen rol. Het is daarom van belang om te beschouwen hoe vaak en/of gedurende welk deel van de tijd een kunstwerk open staat. Dit heeft uiteraard een directe relatie met de primaire functie(s) van het kunstwerk en meer specifiek met die van de hoogwaterkerende keermiddelen. Bij het ontwerp van een kunstwerk is het daarom van belang een inschatting te maken van de benodigde inzet vanuit deze functie(s).

De kans dat een kunstwerk niet gesloten is (P_{open}) bestaat uit een tweetal componenten (zie ook WBI2017 [Ref. 4.1]).

1. De eerste component betreft de periode waarover het kunstwerk daadwerkelijk zijn primaire functie(s) uitoefent en de hoogwaterkerende keermiddelen daardoor niet gesloten zijn. Bij een naderend hoogwater is een sluiting dan benodigd om kering hoogwaterkerend te maken.
2. De tweede component betreft de voorwaardelijke kans op open staan van het kunstwerk nadat een sluiting van hoogwaterkerende keermiddelen vanuit hun primaire functie is mislukt. Deze component representeert dus de periode waarover de kering niet hoogwaterkerend gesloten is omdat de keermiddelen in reparatie staan en een sluiting is dan dus ook niet mogelijk.

Bovenstaande componenten dienen bij een analyse van een kunstwerk apart te worden bekeken en te worden meegenomen in de beschouwingen. Omdat iedere situatie en ieder kunstwerk weer uniek is, is het niet mogelijk om een algemeen geldende formulering voor P_{open} te geven, waarmee altijd gewerkt kan worden.

Formule 4.12 geeft een globale algemene formulering voor P_{open} . Deze is ook opgenomen in WBI2017 ([Ref. 4.1]). Aan deze formule liggen een aantal aannamen ten grondslag. De belangrijkste zijn:

- Sluitingen vinden door het hele jaar verspreid plaats, ongeacht de kans op hoogwater;
- De kans op niet-sluiten (P_{ns}) bij een reguliere sluiting is hetzelfde als de kans op niet-sluiten wanneer dit vanuit het oogpunt van hoogwater plaatsvindt;
- Reparaties waardoor de kering niet gesloten kan worden alleen veroorzaakt door het mislukken van de sluiting. Andere oorzaken zoals bijvoorbeeld onderhoud wordt niet beschouwd. Hieronder ligt dus impliciet de aanname dat onderhoud wordt uitgevoerd in een periode waarin een hoogwater niet te verwachten is (monitoring waterstanden) of waarbij maatregelen zijn genomen om de hoogwaterkerende functie tijdens onderhoud toch te garanderen (alternatieve kering).
- Bij reparaties ten gevolge van een gefaalde sluiting blijft de kering gedurende de gehele reparatieduur in geopende toestand.

$$P_{open} = N_{open} \cdot (T_{open} + T_{rep}) \quad 4.12$$

Waarin:

P_{open} Totale kans dat een kunstwerk open staat op het moment van een naderend hoogwater voor een tijdsperiode van een jaar [-].

- N_{open} Het aantal sluitvragen vanuit de primaire functie(s) van een kunstwerk [1/jaar].
 T_{open} De gemiddelde tijdsduur per cyclus van openen en sluiten waarin het kunstwerk vanuit zijn primaire functie(s) geopend staat [jaar].
 T_{rep} De gemiddelde tijdsduur benodigd om een gefaalde sluiting van de hoogwaterkerende keermiddelen vanuit de primaire functie(s) te herstellen/repareren [jaar].

De reparatieduur kan bij een ontwerp worden ingeschat op basis van mogelijke faaloorzaken en de verwachte snelheid waarmee deze faaloorzaken verholpen kunnen worden. Hierbij moet worden bedacht dat het gaat om de tijd die benodigd is om de hoogwaterkerende functie te herstellen, eventueel met tijdelijke voorzieningen.

Formule 4.12 is enigszins bijzonder omdat deze niet resulteert in een zuivere kans. Dit wordt duidelijk wanneer het product van het aantal sluitvragen (N_{open}) en de reparatietijd van een gefaalde sluiting (T_{rep}) groot is. Hierdoor is het mogelijk dat P_{open} in bovenstaande formulering een waarde krijgt die groter is dan 1. Dit geeft dus aan dat sprake is van een enigszins geforceerde formulering en dat per situatie een aparte afweging van de mogelijkheid van openstaan van het kunstwerk bij een naderend hoogwater dient te worden gemaakt. In een aantal gevallen zal de gegeven formule wel direct toepasbaar zijn.

Voorbeeld

Een schutsluis met schutdeuren en een apart hoogwaterkerend deurstel dat aan het einde van elke dag (na 12 uur in bedrijf te zijn geweest) standaard wordt gesloten. Wanneer de hersteltijd van een gefaalde sluiting van het hoogwaterkerende deurstel 8 uur bedraagt kan het volgende van toepassing zijn:

$$P_{open} = N_{open} \cdot (T_{open} + T_{rep}) = 365 \cdot \left(\frac{12 + 8}{365 \cdot 24} \right) = \frac{5}{6} \quad 4.13$$

In bovenstaande uitkomst is zichtbaar dat de formulering van P_{open} zoals gegeven door formule 4.12 in eerste instantie de reparatietijd rechtstreeks mee laat doen in de kans op open staan. Onder de voorwaarde dat de kans op niet-sluiten bij een reguliere sluiting (aan het einde van de dienst) gelijk is aan de kans op niet-sluiten in de situatie dat de sluis in bedrijf is en een hoogwater zich aandient, leidt dit uiteindelijk door invulling in de basisformule 4.3 tot de juiste benadering van de faalkans voor niet-sluiten

4.3.4 Geometrie van het niet hoogwater kerend gesloten kunstwerk

De geometrie van het kunstwerk bepaalt hoeveel water er naar binnen stroomt en op welke wijze dat gebeurt, gegeven dat het kunstwerk niet hoogwater kerend gesloten is. Deze geometrie wordt meegenomen in de diverse instroommodellen (zie paragraaf 4.2.3).

4.3.5 Komberging

Ten behoeve van de bepaling van de betrouwbaarheid van de sluiting moet het kombergend vermogen worden omgerekend naar een debiet per strekkende meter door het niet hoogwaterkerend gesloten kunstwerk. Uit omwerking van formule 4.7 volgt dat net wel/geen sprake is van overschrijding van het kombergend vermogen als geldt:

$$Q_{in|open} = \frac{A_{kom} \cdot \Delta h_{kom}}{t_s} \quad 4.14$$

Hierin is:

$Q_{in open}$	Gemiddeld instroomdebiët door het kunstwerk [m ³ /s]
A_{kom}	Kombergend oppervlak [m ²]
Δh_{kom}	Toegestane peilverhoging komberging [m]
t_s	Duur hoogwatergolf [s]

Opgemerkt wordt dat bovenstaande formule is gebaseerd op een schematisering van de hoogwatergolf als een blok met een constante tijdsduur en een constante binnenwaterstand (bijvoorbeeld wanneer het kombergend vermogen zeer groot is). Voor systemen met een 'korte' belastingduur (kust, meren) is dit bruikbaar, voor systemen met een langdurige belasting (rivieren, delta's) niet. Voor deze systemen moet de output van de tool Waterstandsverloop gebruikt worden om het instromende volume correct te bepalen. Voor meer informatie wordt verwezen naar het hoofdstuk 10 Komberging.

Als instroming geschematiseerd kan worden met het model verticale wand/hoge drempel (zie paragraaf 4.2.3.1), dan gaat bovenstaande formule bij een geschematiseerde hoogwatergolf als blok met constante tijdsduur over in formule 5.15 (zie hoofdstuk 5) is opgenomen. Opgemerkt wordt dat dit van toepassing kan zijn bij een schutsluis, waarbij men de kerende hoogte van de niet hoogwater kerende binnendeur(en) wil afleiden dan wel verifiëren met de eis voor *niet sluiten*.

De wijze van bepaling van de parameters A_{kom} , Δh_{kom} en t_s komt in het hoofdstuk Komberging (hoofdstuk 10) aan bod.

4.3.6 Bodembescherming

De sterkte van de bodembescherming moet worden omgerekend naar een debiet per strekkende meter door het niet hoogwater kerend gesloten kunstwerk. Uit omwerking van formule 4.6 volgt dat:

$$Q_{in|open} = u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv} \quad 4.15$$

Hierin is:

$Q_{in open}$	Gemiddeld instromende debiet door het kunstwerk [m ³ /s]
u_c	Kritieke dieptegemiddelde stroomsnelheid bodembescherming [m/s]
h_{bi}	Binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{bb}	Hoogte bovenkant bodembescherming ten opzichte van NAP [m]
B_{sv}	Stroomvoerende breedte bodembescherming [m]

Omdat het instromende debiet bij de instroommodellen 'verdrongen koker' en 'lage drempel' afhankelijk is van de binnenwaterstand en deze tijdens ongewenste instroming kan stijgen, is dit instromende debiet niet constant. Het kritieke debiet vanuit bodembescherming is echter ook niet constant omdat deze eveneens afhangt van de binnenwaterstand. Voor deze instroommodellen wordt het daarom aanbevolen om eerst naar komberging te kijken, zodat het verloop van de binnenwaterstand gedurende een hoogwatergolf duidelijk is, en vervolgens daarmee het kritieke debiet in de tijd te bepalen.

Voor het model 'verticale wand/hoge drempel' geldt dat bovenstaande formule overgaat in de formule die ook bij het hoofdstuk *hoogte* is gegeven:

$$q_{os/ol} = \frac{u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv}}{B} \quad 4.16$$

Hierin is:

$q_{os/ol}$ Gemiddeld overslag-/overloopdebiet over het kunstwerk per strekkende meter
[m³/s/m]

B Breedte van de kruin van het kunstwerk [m]

De kritieke stroomsnelheid van de bodembescherming is vaak bekend vanuit het ontwerp van de andere functie(s) van het kunstwerk. Als dit niet het geval is dan kan deze kritieke stroomsnelheid worden bepaald aan de hand van hoofdstuk 9 Bodembescherming. De parameters h_{bi} en h_{bb} spreken voor zich en komen eveneens in hoofdstuk 9 aan bod.

4.4 Concrete ontwerpadviezen

De ontwerpstrategie bij *niet sluiten* heeft als doel het kunstwerk dusdanig te ontwerpen dat het voldoet aan de eisen voor *niet sluiten* vanuit waterveiligheid. Omdat de vormgeving en het gebruik van het kunstwerk voornamelijk worden bepaald door de primaire functie van het kunstwerk komt de ontwerpstrategie voor *niet sluiten* er grotendeels op neer dat bepaald wordt met welke keermiddelen voldaan kan worden aan de eis voor *niet sluiten*. Daarbij wordt aanbevolen om in eerste instantie een robuuste oplossing na te streven. Dat houdt in dat wanneer de benodigde veiligheid relatief eenvoudig kan worden behaald door het toepassen van gangbare keermiddelen, dit de voorkeur heeft boven het optimaal benutten van de reststerkte in de vorm van komberging en sterkte van de bodembescherming.

4.4.1 Eenvoudige ontwerpregels

Een ontwerp aan de hand van eenvoudige ontwerpregels heeft de voorkeur. Dit zorgt er immers voor dat *niet sluiten* geen maatgevend mechanisme zal zijn en er bij de wettelijke beoordeling eenvoudig kan worden getoetst. Het aantal situaties waarbij van de eenvoudige ontwerpregels gebruik kan worden gemaakt is echter beperkt.

Naast de grenzen aan de praktische toepassing van de eenvoudige ontwerpregels geldt ook dat het vanuit economisch opzicht moet leiden tot een gewenste oplossing. Zo kunnen de kosten voor bijvoorbeeld het dubbel hoogwater kerende maken van een schutsluis aanmerkelijk hoger zijn dan voor een schutsluis waarvan de kolk en het binnenhoofd substantieel lager zijn dan het hoogwater kerende buitenhoofd.

4.4.2 Gedetailleerd ontwerp

Indien niet aan de eenvoudige ontwerpregels kan worden voldaan is een nadere analyse benodigd. Deze kan worden uitgevoerd aan de hand van het stappenplan dat in dit hoofdstuk is weergegeven. Afhankelijk van de specifieke situatie kan wellicht worden volstaan met een beperkt aantal stappen. Een voorbeeld hiervan is een heel grote komberging, waarbij het van te voren duidelijk is dat deze nooit maatgevend zal zijn.

Bij het ontwerp via het stappenplan wordt aanbevolen om in eerste instantie ook robuust te ontwerpen. De extra kosten, bijvoorbeeld in de vorm van een extra

keermiddel, zijn bij aanleg vaak relatief beperkt, terwijl er relatief veel zekerheid mee gewonnen kan worden. Bij grote objecten is dit doorgaans niet zo en is een uitgebreide analyse nauwelijks te voorkomen.

4.5 Referenties en achtergronddocumenten

- [Ref. 4.1] Delhez, R, WTI 2017 Toetsregels kunstwerken - Toetsspoorrapport Betrouwbaarheid Sluiting, Deltares, 1220087-002-GEO-0009, Versie D1, december 2015
- [Ref. 4.2] Rijkswaterstaat WVL, Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen – Veiligheidsfactoren en Belastingen bij nieuwe Overstromingskansnormen, versie OI2014v4, februari 2017
- [Ref. 4.3] Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage III Sterkte en veiligheid,
- [Ref. 4.4] Nortier, Toegepaste vloeistofmechanica, hydraulica voor waterbouwkundigen, ISBN 90-401-0318-6, 1996
- [Ref. 4.5] Rijkswaterstaat WVL, Werkwijze bepalen kans op niet sluiten per sluitvraag met scoretabellen, 1 november 2017, Definitief
- [Ref. 4.6] Rijkswaterstaat WVL, Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken, Achtergrondrapport bij het gebruik van de scoretabellen voor het faalmechanisme niet sluiten, november 2017, Definitief
- [Ref. 4.7] WBI2017 – Schematiseringshandleiding betrouwbaarheid sluiting kunstwerk, Rijkswaterstaat WVL, versie definitief, 2 januari 2017

5 Hoogte

5.1 Inleiding

5.1.1 *Inleiding faalmechanisme*

De kerende hoogte van hoogwaterkerende kunstwerken moet groot genoeg zijn om de hoeveelheid golfoverslag of overloop binnen acceptabele grenzen te houden. Bij een ontwerpverificatie van de eisen uit de Waterwet gaat het hierbij om een overstroming met significante gevolgen. In dit hoofdstuk worden handvatten gegeven om de benodigde hoogte van een waterkerend kunstwerk te bepalen. Dit is relevant voor kunstwerken die zelfstandig de kerende hoogte verzorgen zoals schutsluizen, keersluizen, in- en uitwateringssluizen en coupures.

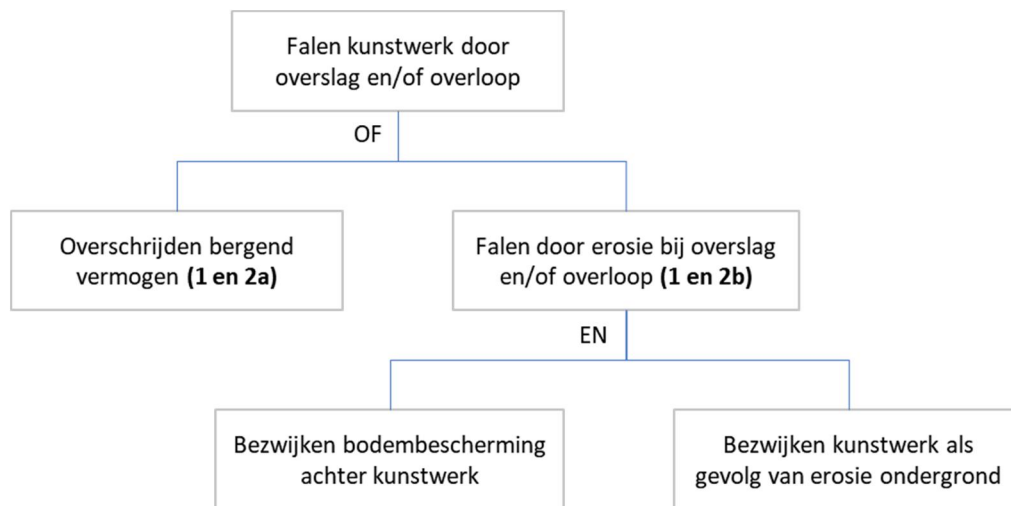
Bij kunstwerken waarbij de kerende hoogte wordt verzorgd door het dijklichaam (zoals duikers en persleidingen) is een verificatie van het kunstwerk op overslag en/of overloop niet relevant.

Bij veruit de meeste van de constructies waarbij overslag en/of overloop wel relevant is, gaat het om een verticale starre wand op relatief diep water. Voor dit type constructie is de werkwijze die in dit hoofdstuk wordt beschreven dan ook ingericht. Afwijkende constructietypen worden in paragraaf 5.5 kort behandeld.

De werkwijze die in dit hoofdstuk uiteen wordt gezet is gericht op een beoordeling met behulp van Hydra-NL. Hiervoor is gekozen omdat Riskeer op moment van schrijven van deze Werkwijzer nog is ingericht als beoordelingsinstrument en niet als ontwerptool. Zo is Riskeer momenteel niet ingericht om rekening te kunnen houden met klimaatontwikkelingen. Verwacht wordt dat de functionaliteit van Riskeer op termijn wel geschikt wordt gemaakt voor ontwerpen.

5.1.2 *Fenomenologische beschrijving*

Een uitgebreide beschrijving van het faalmechanisme *overslag en/of overloop* kan worden teruggevonden in hoofdstuk 4 van de WBI-toetsspoorrapport *Hoogte* [Ref. 5.1]. De faalboom is weergegeven in onderstaande Figuur 20.



Figuur 20 Faalboom faalmechanisme overslag en/of overloop

Falen als gevolg van een tekort aan hoogte treedt op wanneer er door golfoverslag en/of overloop zoveel water over het hoogwaterkerend gesloten kunstwerk of aansluitconstructie stroomt, dat dit leidt tot substantiële schade en/of slachtoffers (overstromingsgevolgen). Falen van de waterkering treedt op als:

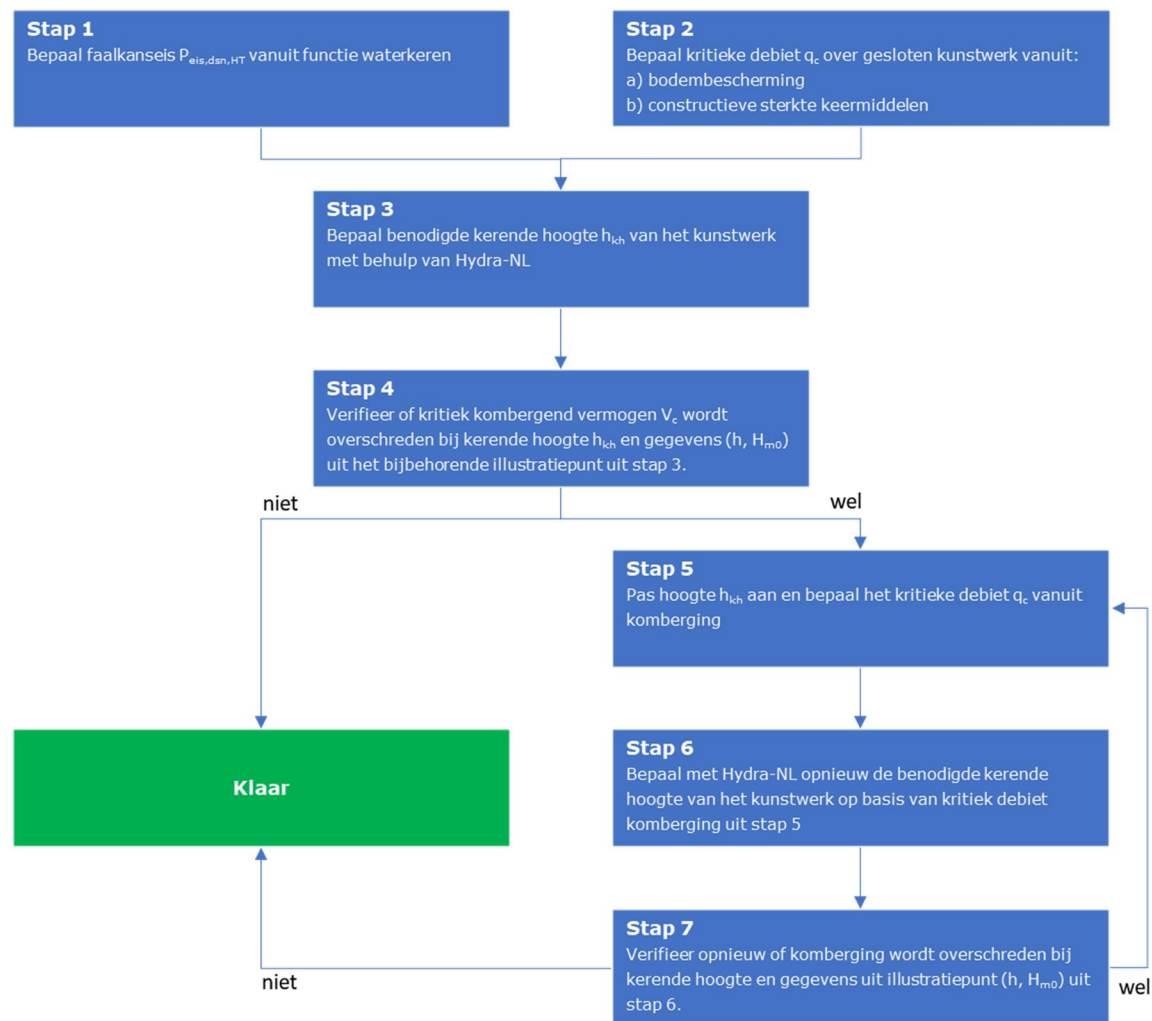
- (1) Zich een hoogwater aandient
- EN (2a) Het kunstwerk zelf blijft staan maar het instromend volume door golfoverslag en/of overloop niet kan worden geborgen in het achterliggende (water-) systeem zonder dat dit leidt tot substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming).
- OF (2b) Het kunstwerk zelf bezwijkt als gevolg van bezwijken van de bodembescherming met substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming) als gevolg. Hiervoor moet dus eerst de bodembescherming achter het kunstwerk bezwijken. Vervolgens ontstaan ontgrondingskuilen in de (niet meer beschermde) ondergrond, waarna de standzekerheid van het kunstwerk verloren gaat met als gevolg een (voortschrijdende) bres in de waterkering. Aangenomen wordt dat deze situatie altijd leidt tot het overschrijden van het kombergend vermogen.

5.1.3 *Stappenplan en ontwerpstrategie*

5.1.3.1. Stappenplan

Voor *overslag en/of overloop* wordt de situatie beschouwd waarbij het kunstwerk hoogwaterkerend gesloten is. In figuur 21 is een mogelijke werkwijze geschetst die in veel situaties gehanteerd kan worden. Hierbij is ervan uitgegaan dat de bodembescherming reeds is gedimensioneerd vanuit andere functies van het kunstwerk en dat er een aanzienlijke komberging achter het kunstwerk aanwezig is. In figuur 21 zijn de stappen weergegeven die bij deze werkwijze in het ontwerpproces worden gezet. Elke stap wordt onder de figuur kort toegelicht.

Er zijn ook situaties denkbaar waarin een andere werkwijze optimaal is, bijvoorbeeld als komberging duidelijk maatgevend is. In dat geval kan begonnen worden met een inschatting van het kritieke debiet in stap 2 op basis van komberging en vindt in stap 5 verificatie plaats op basis van de sterkte van de bodembescherming en de constructieve sterkte. Van belang is dat uiteindelijk in de ontwerpverificatie alle componenten (bodembescherming, constructieve sterkte en komberging) aan bod komen.



Figuur 21 Stappenplan voor ontwerp faalmechanisme *overslag en/of overloop*

Hieronder volgt een beknopte toelichting op de aangegeven stappen:

- Stap 1. De faalkanseis voor *hoogte* kan worden bepaald aan de hand van de faalkansruimteverdeling en de lengte-effectfactor N voor hoogte in het betreffende normtraject. In paragraaf 5.1.4 is deze stap nader toegelicht.
- Stap 2. In deze stap wordt bepaald welk debiet als gevolg van golfoverslag en/of overloop over het gesloten kunstwerk toelaatbaar is zonder dat dit leidt tot (a) bezwijken van de bodembescherming achter het kunstwerk of (b) constructief bezwijken van de keermiddelen als gevolg van dynamische effecten door de overstortende straal. Het kleinste debiet van beide faalmodi wordt als input gebruikt voor stap 3. Dit wordt in paragraaf 5.3.3 (bodembescherming) en paragraaf 5.3.4 (constructief bezwijken keermiddelen) verder uitgewerkt.
- Stap 3. Zodra de faalkanseis en het kritieke overslag-/overloopdebiet bekend zijn, kan de benodigde kerende hoogte van het kunstwerk worden bepaald. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van Hydra-NL. In Hydra-NL wordt het hydraulisch belastingniveau HBN bepaald met de faalkanseis en het kritieke debiet als invoerparameters. In paragraaf 5.4 wordt dieper ingegaan op de bepaling van de benodigde kerende hoogte.

- Stap 4. Geverifieerd moet worden of het kombergend vermogen niet wordt overschreden bij de berekende kerende hoogte uit stap 3. De tool Waterstandsverloop kan worden gebruikt om het verloop van de waterstand te bepalen, waarbij de waterstand en golfhoogte uit het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening uit stap 3 als input worden gebruikt. Deze stap wordt nader uitgewerkt in paragraaf 5.3.2. Indien het kombergend vermogen niet wordt overschreden dan voldoet de berekende kerende hoogte uit stap 3 en is het berekeningsproces afgerond. Als het kombergend vermogen wel wordt overschreden dan wordt verder gegaan met stap 5.
- Stap 5. In deze stap wordt de hoogte bepaald waarbij de beschikbare komberging juist niet wordt overschreden. Hierbij hoort een zekere waarde van het maximaal optredende overslag-/overloopdebiët.
- Stap 6. Met het maximaal optredende overslag-/overloopdebiët uit stap 5 en de faalkanseis uit stap 1 wordt in Hydra-NL middels een HBN-berekening een nieuwe kerende hoogte en bijbehorend illustratiepunt gevonden.
- Stap 7. Aan de hand van de hoogte uit stap 6 en de waterstand en golfhoogte uit het bijbehorende illustratiepunt kan met behulp van de tool Waterstandsverloop opnieuw bepaald worden of de komberging wordt overschreden. Als dit niet het geval is dan is de berekening klaar. Als dit wel het geval is dan worden stappen 4 tot en met 7 opnieuw doorlopen.

De stappen 4 tot en met 7 worden nader uitgewerkt in paragraaf 5.3.2 en hoofdstuk 11 Casus.

5.1.3.2. Voorkeursstrategie

In bovenstaand stappenplan wordt de benodigde kerende hoogte bij een bepaalde faalkanseis bepaald op basis van de aanwezige sterkte vanuit komberging en bodembescherming¹⁸. Ofwel: de kerende hoogte is de ontwerpvariabele. In principe kunnen ook de sterkte van de bodembescherming of de grootte van de komberging worden aangepast. Voor veruit de meeste kunstwerken leidt dit echter niet tot het meest doelmatige ontwerp. Dat komt omdat het doorgaans (veel) goedkoper is de kerende hoogte te vergroten dan om de bodembescherming te versterken of de komberging te vergroten. Het kombergend vermogen en de sterkte van de bodembescherming worden in deze werkwijze daarom als uitgangspunten opgevat.

Het is wel goed te beseffen dat ook de sterkte van de bodembescherming en (minder voor de hand liggend) de grootte van de komberging parameters zijn die door de ontwerper beïnvloed kunnen worden in situaties waarin het verder ophogen van het kunstwerk niet mogelijk of niet langer doelmatig is.

5.1.4 Safety format

Uitgangspunt van het safety format is de eis dat de faalkans voor *overslag en/of overloop* $P_{f,KW,HT}$ kleiner of gelijk is dan de faalkanseis voor *overslag en/of overloop* $P_{eis,KW,HT}$ oftewel:

$$P_{f,KW,HT} \leq P_{eis,KW,HT}$$

5.1

¹⁸ De kritieke stroomsnelheid van de bodembescherming is vaak bekend vanuit het ontwerp van de andere functie(s) van het kunstwerk.

Dit vormt de basis voor de verificatie van het ontwerp ten aanzien van *hoogte*. Onderstaand wordt nader ingegaan op de bepaling van de faalkanseis (paragraaf 5.1.4.1) en de aanwezige faalkans (paragraaf 5.1.4.2).

5.1.4.1. Bepaling faalkanseis

De faalkanseis is afgeleid van de wettelijke eis voor het normtraject en kan worden bepaald met behulp van de volgende formule:

$$P_{eis,KW,HT} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{HT}}{N_{HT}} \quad 5.2$$

Waarin:

$P_{eis,KW,HT}$	Faalkanseis voor <i>hoogte</i> van een individueel kunstwerk voor een referentieperiode van 1 jaar [-]
P_{max}	Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de waterwet ¹⁹ [-]
ω_{HT}	Faalkansruimtefactor voor <i>hoogte</i> [-]
N_{HT}	Lengte-effectfactor voor <i>hoogte</i> [-]

In *Bijlage III Sterkte en veiligheid* van het WBI2017 ([Ref. 5.7]) en *OI2014v4* ([Ref. 5.2]) is een standaard faalkansverdeling voor een normtraject opgenomen. In deze standaard faalkansverdeling wordt voor de faalkansruimtefactor voor *hoogte* (ω_{HT}) een waarde van 0,24 aangehouden. Deze waarde geldt voor zowel de hoogte-eis van de dijken (faalmechanisme *Grasbekleding erosie kruin en binnentalud*) als van de kunstwerken in een normtraject. Hiervan afwijken is mogelijk maar vindt in de praktijk zelden plaats. Let op: het is niet mogelijk om de faalkansruimtefactor voor hoogte voor (individuele) kunstwerken aan te passen. Aanpassing van de faalkansverdeling kan alleen op normtrajectniveau worden uitgevoerd. Zie hiervoor hoofdstuk 2.

De lengte-effectfactor N_{HT} is gelijk aan 1, 2 of 3 en is onafhankelijk van het aantal kunstwerken in het normtraject. De waarde van N_{HT} is voor ieder traject te vinden in bijlage A van *OI2014v4* ([Ref. 5.2]).

5.1.4.2. Bepaling faalkans overslag en/of overloop

De faalkans voor *overslag en/of overloop* $P_{f,KW,HT}$ volgt uit de faalboom in Figuur 20. Hierin zijn de volgende drie deelfaalmechanismen te onderscheiden:

1. Bezijken van de bodembescherming achter het kunstwerk (grenstoestandfunctie Z_{HT1}).
2. Kans dat het kunstwerk als geheel bezwijkt nadat bezijken van de bodembescherming heeft plaatsgevonden (grenstoestandfunctie Z_{HT2}).
3. Overschrijden van het kombergend vermogen (grenstoestandfunctie Z_{HT3}).

Uit de faalboom in figuur 20 is op te maken dat geldt:

$$P_{f,KW,HT} = P(\{Z_{HT1} < 0 \text{ EN } Z_{HT2} < 0\} \text{ OF } Z_{HT3} < 0) \quad 5.3$$

¹⁹ In de Waterwet wordt dit aangeduid als de ondergrens

Hierin is:

$P(Z_{HT1} < 0)$ Kans op bezwijken bodembescherming [-]

$P(Z_{HT2} < 0)$ Kans op bezwijken kunstwerk in geval van bezweken bodembescherming, ook wel $P_{f,KW|erosie\ bodem}$ genoemd [-]

$P(Z_{HT3} < 0)$ Kans op overschrijden van het kombergend vermogen [-]

Als wordt verondersteld dat de kans op het bezwijken van een kunstwerk na erosie van de bodembescherming gelijk is aan 1 dan reduceert formule 5.3 tot:

$$P_{f,KW,HT} = P(Z_{HT1} < 0 \text{ OF } Z_{HT3} < 0) = P\{\min(Z_{HT1}; Z_{HT3}) < 0\} \quad 5.4$$

De grenstoestandfuncties (Z-functies) behorend bij de deelfaalmechanismen 1 (bezwijken bodembescherming) en 3 (overschrijden kombergend vermogen) zijn als volgt gedefinieerd:

$$Z_{HT1} = Q_c - Q_{os/ol} = q_c \cdot B_{sv} - q_{os/ol} \cdot B = u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv} - q_{os/ol} \cdot B \quad 5.5$$

$$Z_{HT3} = V_c - V_{os/ol} = A_{kom} \cdot \Delta h_{kom} - t_s \cdot q_{os/ol} \cdot B \quad 5.6$$

Hierin is:

Q_c	Kritiek debiet waarbij de bodembescherming bezwijkt [m ³ /s]
$Q_{os/ol}$	Optredend overslag-/overloopdebiet over het kunstwerk bij een bepaalde waterstand [m ³ /s]
q_c	Kritieke overslag-/overloopdebiet met betrekking tot bodembescherming [m ³ /s/m]
B_{sv}	Stroomvoerende breedte bodembescherming [m]
B	Breedte van het kunstwerk [m]
$q_{os/ol}$	Gemiddeld overslag-/overloopdebiet [m ³ /s/m]
u_c	Kritieke stroomsnelheid bodembescherming [m/s]
h_{bi}	Binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{bb}	Hoogte bovenkant bodembescherming [m NAP]
V_c	Maximaal aanwezige volume aan kombergend vermogen in het achterland, waarbij geen significante gevolgen optreden [m ³]
$V_{os/ol}$	Inkomend volume als gevolg van overslag/overloop over het gesloten kunstwerk gedurende een hoogwaterperiode [m ³]
Δh_{kom}	Toegestane peilverhoging komberging [m]
A_{kom}	Kombergend oppervlak [m ²]
t_s	Stormduur [s]

Onder de vereenvoudigende aanname dat alle sterkte termen in formules 5.5 en 5.6 (vrijwel) deterministisch zijn, kan formule 5.4 tenslotte worden herschreven tot:

$$P_{f,KW,HT} = P(q_{os/ol} > \min\left\{\frac{u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv}}{B}; \frac{A_{kom} \cdot \Delta h_{kom}}{t_s \cdot B}\right\}) \quad 5.7$$

Een belangrijke belastingvariabele is in beide vergelijkingen het binnenstromend debiet $q_{os/ol}$. Voor de bepaling hiervan kan gebruik worden gemaakt van Hydra-NL.

In Hydra-NL worden de relevante belastingparameters als stochastische variabelen beschouwd. Hierop wordt verder ingegaan in paragraaf 5.2.

De sterktevariabelen V_c en q_c/u_c zijn respectievelijk de beschikbare berging achter de kering en het kritieke overslag- en/of overloopdebiet / de kritieke stroomsnelheid voor de bodembescherming. Deze zijn verder uitgewerkt in paragraaf 5.2.2.

Voor grenstoestandfunctie 2 (kans op bezwijken kunstwerk gegeven bezwijken bodembescherming) wordt in eerste instantie aangehouden dat dit mechanisme altijd optreedt zodra de bodembescherming is bezwaken. Aanscherping hiervan is mogelijk maar vergt een specialistische beschouwing die buiten het kader van deze Werkwijzer valt. Het benutten van deze eventueel aanwezige aanvullende sterkte past overigens beter bij beoordelen dan bij ontwerpen. Aanbevolen wordt hier bij ontwerpen terughoudend mee om te gaan.

5.2 Belastingen en optredend overslag- en/of overloopdebiet

De hydraulische belastingen bepalen in combinatie met de geometrie van het kunstwerk het debiet ($q_{os/ol}$) dat door golfoverslag en/of overloop over het hoogwater kerend gesloten kunstwerk naar binnen stroomt. Voor de belastingen gaat het hierbij om een combinatie van waterstanden en golfhoogten aan de buitenzijde. Deze kunnen voor het faalmechanisme *hoogte* met Hydra-NL worden bepaald. Tevens speelt het waterstandsverloop een rol om de beschikbare komberging terug te kunnen rekenen naar een kritiek overslag-/overloopdebiet dat in Hydra-NL gebruikt kan worden om de benodigde hoogte of de faalkans bij een gegeven hoogte te bepalen.

5.2.1 Combinatie waterstand en golven

Het optredende overslag-/overloopdebiet wordt altijd bepaald door een combinatie van waterstand en golven. Een hoge waterstand met kleine golven kan hetzelfde overslag-/overloopdebiet geven als een lagere waterstand met hele grote golven. Gegevens over deze gecombineerde statistiek van waterstanden en golven kunnen worden ontleend aan Hydra-NL.

5.2.2 Waterstandsverloop buitenwater

Het verloop van de hoogwatergolf in de tijd bepaalt mede hoeveel water er gedurende een hoogwatergolf over het gesloten kunstwerk naar binnen kan stromen. Dit volume van instromend water is van belang om te kunnen beoordelen of het kombergend vermogen wordt overschreden. In het hoofdstuk Komberging (hoofdstuk 10) wordt hier verder op ingegaan.

5.2.3 Optredend overslag- en/of overloopdebiet

In deze paragraaf worden de formules gegeven die zijn opgenomen in de Hydra-modellen ter bepaling van het optredend overslag-/overloopdebiet. Deze formules zijn geldig voor verticale wanden op relatief diep water (golfhoogte vlak voor de constructie niet groter dan ongeveer 1/3 van de waterdiepte) en geen zwaar golfbreken vlak voor de constructie plaatsvindt. Voor verticale wanden met een vooroever waarop de golven zich aanpassen wordt verwezen naar paragraaf 5.5.

Bij het berekenen van het overslag-/overloopdebiet worden drie situaties onderscheiden:

1. Buitenwaterstand < kerende hoogte kunstwerk: alleen golfoverslag
2. Buitenwaterstand > kerende hoogte kunstwerk EN geen of afluiddige golven: overloop
3. Buitenwaterstand > kerende hoogte kunstwerk EN golven: combinatieformule voor golfoverslag en overloop

5.2.3.1. Golfcondities

Om de overgang van aanlandige naar afluiddige golven geleidelijk te laten verlopen wordt in Hydra-NL (en Riskeer) gebruik gemaakt van een invloedsfactor γ_s :

$$H_{m0} = \gamma_s \cdot H_{m0;input} \quad 5.8$$

met:

$$0 < \beta \leq 80 \quad \Rightarrow \quad \gamma_s = 1,0 \quad 5.9$$

$$80 < \beta \leq 110 \quad \Rightarrow \quad \gamma_s = (110 - \beta)/30$$

$$110 < \beta \leq 180 \quad \Rightarrow \quad \gamma_s = 0,0$$

en:

$$|\theta - \Psi_{KW}| \leq 180 \quad \Rightarrow \quad \beta = |\theta - \Psi_{KW}| \quad 5.10$$

$$|\theta - \Psi_{KW}| > 180 \quad \Rightarrow \quad \beta = (|\theta - \Psi_{KW}| - 360)$$

Hierin is:

H_{m0}	Significante golfhoogte na correctie met invloedsfactor [m]; dit is de golfhoogte die wordt gebruikt om het overslagdebiet te berekenen
γ_s	Invloedsfactor afluiddige golven [-]
$H_{m0;input}$	Significante golfhoogte in illustratiepunt Hydra-NL-berekening [m]
β	Hoek van golfaanval [°]
θ	Golfrichting [°]
ψ	Normaal van het kunstwerk [°]

5.2.3.2. Situatie met alleen golfoverslag

De formule voor het instromende debiet als gevolg van golfoverslag is (zie formule B2.4 uit Leidraad Kunstwerken 2003 ([Ref. 5.5])):

$$q_{os} = m_{os} \cdot \sqrt{gH_{m0}^3} \cdot e^{\left(-3,0 \cdot \frac{h_{kh} - h}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_\beta \gamma_n}\right)} \quad 5.11$$

met:

$$0 < \beta \leq 20 \quad \Rightarrow \quad \gamma_\beta = 1,0 \quad 5.12^{20}$$

$$20 < \beta \leq 180 \quad \Rightarrow \quad \gamma_\beta = \max\{\cos(\beta - 20); 0,7\}$$

Hierin is:

q_{os}	Gemiddeld overslagdebiet over een verticale wand [m ³ /s/m]
m_{os}	Modelfactor voor overslagdebiet = 0,13 [-]
g	Gravitatieversnelling (9,81) [m/s ²]

²⁰ Deze formulering wijkt iets af van [Ref. 5.5] en [Ref. 5.6], waar staat dat $\gamma_\beta=0$ als $\beta>90^\circ$. Dit is gedaan om de overgang van aanlandige naar afluiddige golven geleidelijk te laten verlopen

H_{m0}	Significante golfhoogte na reductie met invloedsfactor γ_s [m]
h	Lokale buitenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{kh}	Kerende hoogte kunstwerk ten opzichte van NAP [m]
β	Hoek van golfaanval [°]. Dit is de hoek tussen de golfrichting en de normaal van het kunstwerk.
γ_n	Invloedsfactor neusconstructie [-]
γ_β	Invloedsfactor scheve golfaanval [-]

Een neusconstructie kan worden aangebracht om het optredende overslag-/overloopdebiet te beperken. Bij kunstwerken komt dit echter nauwelijks voor. De invloedsfactor γ_n voor een neusconstructie is niet opgenomen in Hydra-NL (en ook niet in Riskeer). De formules om de invloed van een neusconstructie op het overslagdebiet te verdisconteren zijn te vinden in paragraaf B2.4.1 van de *Leidraad Kunstwerken 2003* ([Ref. 5.5]). Voor een werkwijze om deze invloed vervolgens te vertalen naar een benodigde kruinhoogte wordt verwezen naar paragraaf 7.3.6 van de *Schematiseringshandleiding hoogte kunstwerk* ([Ref. 5.4]).

In de *Leidraad Kunstwerken 2003* ([Ref. 5.5]) wordt een aanvullende windfactor γ_w toegepast indien er kleine overslagdebieten optreden ($q_{os} \leq 10$ l/s/m). Omdat dergelijke kleine overslagdebieten zelden worden gehanteerd bij het ontwerp van kunstwerken wordt voor de achtergronden volstaan met een verwijzing naar de *Leidraad Kunstwerken 2003* [Ref. 5.5] en het *Achtergrondrapport toetsspoor Hoogte I - Modelleren optredend overslag-/overloopdebiet* ([Ref. 5.6]).

5.2.3.3. Situatie met alleen overloop

Als het kunstwerk hoogwaterkerend gesloten staat is er geen direct contact tussen binnen- en buitenwater. Het binnenwater heeft dan ook geen invloed op de grootte van het instromende debiet. De overloopformule is daarom ook afgeleid van een situatie met een volkomen overlaat:

$$q_{ol} = m_{ol} \cdot 0,55 \cdot \sqrt{g \cdot (h - h_{kh})^3} \quad 5.13$$

Hierin is:

q_{ol} Overloopdebiet over een verticale wand [m³/s/m]

m_{ol} Modelfactor voor overloopdebiet [-]

De factor m varieert afhankelijk van de straal R van de kruin en de overloophoogte H:

- de maximum waarde van m_{ol} bedraagt 1,3 bij $R/H = 0,6$ à 2; voor grotere R/H neemt m af; bij $R/H = 6$ nadert m_{ol} tot 1 (een lange overlaat);
- voor $R/H < 0,6$ laat de stroming los en neemt m_{ol} ook af;
- voor een scherpe, beluchte overlaat ($R/H = 0$) nadert m ook tot 1, mits de overstorthoogte veel kleiner is dan de bovenstroomse waterdiepte of de breedte van de straal veel kleiner is dan de bovenstroomse breedte.

Doorgaans wordt voor m_{ol} een waarde van 1,1 aangehouden.

g Gravitatieversnelling (9,81) [m/s²]

h Lokale buitenwaterstand ten opzichte van NAP [m]

h_{kh} Kerende hoogte kunstwerk ten opzichte van NAP [m]

- 5.2.3.4. Situatie met zowel golfoverslag als overloop
 De formule voor het instromende debiet als er sprake is van zowel golfoverslag als overloop is (zie formule B2.17 uit *Leidraad Kunstwerken 2003* ([Ref. 5.5])):

$$q_{os+ol} = m_{ol} \cdot 0,55 \cdot \sqrt{g \cdot (h - h_{kh})^3} + m_{os} \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \quad 5.14$$

Hierin is:

q_{os+ol}	Gemiddelde overslag- en overloopdebiet over een verticale wand bij gelijktijdig optreden van overslag en overloop [m ³ /s/m]
m_{ol}	Modelfactor voor overloopdebiet [-]. Doorgaans wordt voor m_{ol} een waarde van 1,1 aangehouden, zie toelichting in paragraaf 5.2.3.3.
g	Gravitatieversnelling (9,81) [m/s ²]
h	Lokale buitenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{kh}	Kerende hoogte kunstwerk ten opzichte van NAP [m]
m_{os}	Modelfactor voor overslagdebiet = 0,13 [-]
H_{m0}	Significante golfhoogte na reductie met factor γ_s [m]

- 5.2.3.5. Overkoepelende formule
 Bovenstaande kan worden samengevat in de volgende formule:

$$q_{os/ol} = ALS(h \leq h_{kr}; q_{os}; ALS(H_{m0} = 0; q_{ol}; q_{os+ol})) \quad 5.15$$

Hierin is:

$q_{os/ol}$	Gecombineerde gemiddelde overslag- en overloopdebiet over een verticale wand [m ³ /s/m]
-------------	--

5.2.4 *Golfoverslag als niet-stationair verschijnsel*

Het kritieke overslagdebiet is een tijdgemiddelde. In werkelijkheid is er geen sprake van een constant debiet, maar gaat er per inkomende golf een hoeveelheid water over de constructie heen en dan weer enige tijd niets. Deze overslaghoeveelheden per golf hangen af van de golfhoogte en de afstand tussen de waterstand (stilwaterlijn) en de kerende hoogte. Hoe groter de golfhoogte hoe groter de hoeveelheden per overslaande golf zijn bij eenzelfde gemiddeld overslagdebiet. Dit aspect moet worden meegenomen bij het vaststellen van het kritieke overslagdebiet in verband met de sterkte van de bodembescherming. Voor het bepalen van het instromend volume voor komberging is alleen het tijdgemiddelde overslag-/overloopdebiet van belang en speelt dit aspect niet.

In *EurOtop 2016* ([Ref. 5.3]) is een relatie gelegd tussen de golfhoogte en het gemiddeld debiet. Hierbij moet bedacht worden dat:

- dit met name van belang is voor kunstwerken waar het overslagdebiet rechtstreeks de bodembescherming belast (met name coupures). Voor kunstwerken waar het overslagdebiet in een watermassa achter het kunstwerk terecht komt is het volume per golf veel minder van belang.
- het bij verificatie voor de hoogwatersituatie gaat om een proces van doorgaande erosie van de bodembescherming. Incidentele/lokale schade als gevolg van een enkele uitschieter in het overslagvolume hoeft nog direct niet tot falen te leiden (maar kan natuurlijk voor andere functies wel van belang zijn).

- alle beschikbare formules om de kritieke sterkte van de bodembescherming te bepalen gebaseerd zijn op een tijdgemiddelde stroomsnelheid ter plaatse van de bodembescherming.

Al met al zijn er nauwelijks handvatten voor de ontwerper om het maximaal toelaatbare volume per individuele golf te bepalen. Als vuistregel kan worden aangehouden dat bij grote golfhoogten (bijvoorbeeld groter dan 3 m) voor het erosiemechanisme een minder groot gemiddeld kritiek golfoverslagdebiet moet worden aangehouden. Enig houvast is dan te vinden in paragraaf 3.3 van *EurOtop 2016* ([Ref. 5.3]).

Bij overlopen is het verschijnsel veel meer stationair en kunnen grote constante debieten ontstaan. Ook bij hoofdzakelijk overlopen in combinatie met golfoverslag zijn incidentele uitschieters in het overslagdebiet van ondergeschikt belang.

5.3 Sterkte

De sterkte van een kunstwerk met betrekking tot *hoogte* bestaat uit vier onderdelen:

1. De geometrie van het kunstwerk: de kerende hoogte en breedte van de hoogwaterkerende keermiddelen en de aangrenzende constructiedelen bepalen de belasting op de bodembescherming (het instromende debiet $Q_{os/ol}$) en de komberging (het instromende volume $V_{os/ol}$).
2. De kenmerken en omvang van het beschikbare kombergend vermogen van het achterliggende watersysteem (V_c) (zie hoofdstuk 10 Komberging).
3. De opbouw en afmetingen van de bodembescherming achter het kunstwerk.
4. De constructieve sterkte van het keermiddel.

De bovenstaande onderdelen komen terug in formules 5.5 en 5.6 voor de bepaling van de faalkans voor *overslag en/of overloop* en worden in onderstaande paragrafen nader toegelicht.

5.3.1 *Kerende hoogte en breedte van het kunstwerk*

De kerende hoogte van de hoogwaterkerende keermiddelen en de aangrenzende waterkerende constructiedelen bepalen het overslag-/overloopdebiet dat per strekkende meter over het kunstwerk naar binnen stroomt. Hun breedte bepaalt vervolgens het totale debiet dat over het gesloten kunstwerk naar binnen stroomt. Aangrenzende constructiedelen waarbij het overslaand/overlopend water ook achter het kunstwerk terecht komt en de bodembescherming of de komberging belast dienen eveneens in de beschouwing betrokken te worden.

De breedte van het kunstwerk is eigenlijk altijd een gegeven vanuit de andere functie(s) van het kunstwerk. De benodigde kerende hoogte is te bepalen met Hydra-NL (zie paragraaf 5.4). Hierbij speelt de schematisatie van de breedte een rol. Doorgaans is de aan te houden breedte gelijk aan de breedte van de keermiddelen. Indien de aangrenzende constructiedelen min of meer dezelfde hoogte hebben als de keermiddelen dan moet hiermee in de beschouwing rekening gehouden worden. Aanwijzingen hiervoor zijn te vinden in paragraaf 7.3.6 van de *Schematiseringshandleiding hoogte kunstwerken* [Ref. 5.4].

5.3.2 *Komberging*

Ten behoeve van de bepaling van de benodigde kerende hoogte moet het kombergend vermogen worden omgerekend naar een debiet per strekkende meter

over de keermiddelen en aangrenzende constructiedelen. Uit omwerking van formule 5.6 volgt dat er nog net geen sprake is van falen als:

$$q_{os/ol} = \frac{A_{kom} \cdot \Delta h_{kom}}{t_s \cdot B} \quad 5.16$$

Hierin is:

$q_{os/ol}$	Gemiddeld overslag-/overloopdebiët over het kunstwerk per strekkende meter [m ³ /s/m]
A_{kom}	Kombergend oppervlak [m ²]
Δh_{kom}	Toegestane peilverhoging komberging [m]
t_s	Duur hoogwatergolf [s]
B	Breedte van het kunstwerk [m]

De wijze van bepaling van de parameters A_{kom} , Δh_{kom} en t_s komt in het hoofdstuk Komberging (hoofdstuk 10) aan bod. De parameter B is in bovenstaande paragraaf 5.3.1 behandeld.

Opgemerkt wordt dat bovenstaande formule is gebaseerd op een schematisatie van de hoogwatergolf als een blok met een constante tijdsduur. Voor systemen met een 'korte' belastingduur (kust, meren) is dit bruikbaar, voor systemen met een langdurige belasting (rivieren, delta's) niet. Voor deze systemen moet de output van de tool Waterstandsverloop gebruikt worden om het instromende volume correct te bepalen. Voor meer informatie wordt verwezen naar het hoofdstuk Komberging (hoofdstuk 10), voor de praktische toepassing naar het hoofdstuk Casus (hoofdstuk 11).

5.3.3

Bodembescherming

De sterkte van de bodembescherming kan worden omgerekend naar een kritiek debiet per strekkende meter over de keermiddelen en aangrenzende constructiedelen ten behoeve van de bepaling van de benodigde kerende hoogte. Uit omwerking van formule 5.4 volgt immers dat er nog net geen sprake is van falen als:

$$q_{os/ol} = \frac{u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv}}{B} \quad 5.17$$

Hierin is:

$q_{os/ol}$	Gemiddeld overslag-/overloopdebiët over het kunstwerk per strekkende meter [m ³ /s/m]
u_c	Kritieke stroomsnelheid bodembescherming [m/s]
h_{bi}	Binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
h_{bb}	Hoogte bovenkant bodembescherming [m NAP]
B_{sv}	Stroomvoerende breedte bodembescherming [m]
B	Breedte van de kruin van het kunstwerk [m]

De kritieke stroomsnelheid van de bodembescherming is vaak bekend vanuit het ontwerp van de andere functie(s) van het kunstwerk. Als dit niet het geval is dan kan deze kritieke stroomsnelheid worden bepaald aan de hand van het hoofdstuk Bodembescherming (hoofdstuk 9). De parameters h_{bi} en h_{bb} spreken voor zich en komen eveneens in het hoofdstuk Bodembescherming aan bod. De parameter B is in paragraaf 5.3.1 behandeld.

5.3.4 *Maximaal overslagdebiet vanuit constructief oogpunt*

Aanbevolen wordt het kritieke debiet vanuit zowel bodembescherming als komberging niet groter te nemen dan 0,1 à 1,0 m³/s/m. Dit is een vuistregel; bij een debiet van 1,0 m³/s/m komt in een overloopsituatie een waterschijf van zo'n 0,6 m over de kerende delen van de constructie. Bij dergelijke instromende debieten gaan dynamische aspecten als gevolg van luchtinsluitingen onder de overstortende straal mogelijk een rol spelen. Grotere debieten zijn toelaatbaar mits de stabiliteit van de kerende constructiedelen dan is aangetoond.

5.4 **Bepalen benodigde kerende hoogte**

De benodigde kerende hoogte van het kunstwerk kan bepaald worden met Hydra-NL (en in de toekomst ook met Riskeer). Beide methoden worden onderstaand kort toegelicht.

5.4.1 *Bepalen benodigde hoogte met behulp van Hydra-NL*

In Hydra-NL kan de benodigde kruinhoogte voor zichtjaren 2023, 2050 en 2100 rechtstreeks worden berekend (voor andere zichtjaren moet geïnterpoleerd of geëxtrapoleerd worden). Hierbij wordt het kleinste kritieke debiet $q_{os/ol}$ dat voortkomt uit de deelsporen komberging (zie formule 5.16) en bodembescherming (zie formule 5.17) ingevoerd in het programma. Let op: dit betreft dus het debiet per strekkende meter kering! Tevens wordt de faalkanseis uit paragraaf 5.1.4.1 ingevoerd. Hydra-NL berekent vervolgens het hydraulisch belastingniveau HNB, oftewel de benodigde kerende hoogte, waarbij de som van de kans van voorkomen van alle combinaties van waterstanden en golfhoogten die leiden tot het overschrijden van het opgelegde overslagdebiet gelijk is aan de faalkanseis. Hiertoe is een verticale wandmodule opgenomen in Hydra-NL met de formules zoals opgenomen in paragraaf 5.2.3. In de casus (hoofdstuk 11) is dit werkproces nader toegelicht en zijn de relevante invoerschermen van een korte toelichting voorzien.

Het kritieke overslagdebiet wordt in Hydra-NL ingevoerd als deterministische parameter. Hiermee wijkt Hydra-NL af van Riskeer. Ook de hydraulische belastingen worden in Hydra-NL op een iets andere wijze afgeleid dan in Riskeer. Dit leidt ertoe dat de berekende kruinhoogtes met Hydra-NL voor zichtjaar 2023 beperkt kunnen afwijken van Riskeer (orde 0,1 m).

5.4.2 *Bepalen benodigde hoogte met behulp van Riskeer*

In Riskeer wordt een volledig probabilistische berekening uitgevoerd. De berekeningswijze is (uiteraard) gericht op de beoordeling van bestaande kunstwerken waarvan de geometrie vastligt. Met de kerende hoogte als een van de invoerparameters wordt een faalkans bepaald. Middels een iteratief proces kan in Riskeer de kerende hoogte worden bepaald waarbij het kunstwerk voldoet aan de faalkanseis. Voor de wijze waarop de diverse parameters moeten worden geschematiseerd en ingevoerd in Riskeer wordt verwezen naar het WBI-instrumentarium.

Opgemerkt wordt dat Riskeer op moment van schrijven van deze Werkwijzer nog is ingericht als beoordelingsinstrument; het is niet standaard ingericht om te werken met statistiek bestanden waarbij rekening is gehouden met klimaatontwikkelingen. Verwacht wordt dat de functionaliteit van Riskeer op termijn wel geschikt wordt gemaakt voor ontwerpen.

5.4.3 *Scherpere bepaling overslagdebiet*

Het optredende overslag-/overloopdebiet wordt zowel in Riskeer als in Hydra-NL bepaald aan de hand van de formules uit de *Leidraad Kunstwerken 2003* ([Ref. 5.5]). Sinds 2003 heeft op dit gebied kennisontwikkeling plaatsgevonden, waardoor het mogelijk is het overslagdebiet scherper vast te stellen²¹. De meest recente kennis hieromtrent is vastgelegd in *EurOtop 2016* ([Ref. 5.3]). In paragraaf 5.5 wordt aangegeven op welke wijze *EurOtop 2016* ([Ref. 5.3]) gebruikt kan worden om de benodigde kruinhoogte scherper te bepalen.

5.4.4 *Berekening aanleghoogte*

Bij de bepaling van de aanleghoogte van de kruin moet rekening worden gehouden met de volgende toeslagen op de berekende kruinhoogte:

- Een toeslag voor bui-oscillaties, buistoten en seiches.
- Een toeslag voor (lokale) opwaaiing indien deze niet reeds in de waterstandsstatistiek is verwerkt.
- De lokaal verwachte bodemdaling over de planperiode.
- De verwachte kruindaling door zetting van de ondergrond over de planperiode, na de oplevering.

De hoogwaterstijging over de planperiode is reeds in de Hydra-NL-berekening verwerkt.

Voor de bepaling van de toeslagen voor bui-oscillaties, buistoten, seiches en lokale opwaaiing wordt verwezen naar hoofdstuk 3 Hydraulische belastingen.

5.5 **Relatie met de EurOtop-manual**

5.5.1 *Wanneer EurOtop te gebruiken?*

EurOtop 2016 ([Ref. 5.3]) kent een breder toepassingsgebied dan de formules ter bepaling van het overslag-/overloopdebiet uit paragraaf 5.2 welke afkomstig zijn uit de *Leidraad Kunstwerken 2003* ([Ref. 5.5]). De formules uit paragraaf 5.2 zijn in principe bedoeld voor een verticale wand op relatief diep water (geen zwaar golfbreken voor de constructie). *EurOtop 2016* ([Ref. 5.3]) is breder toepasbaar en kan ook worden gebruikt om de benodigde kruinhoogte te bepalen als er geen sprake is van een verticale wand op relatief diep water.

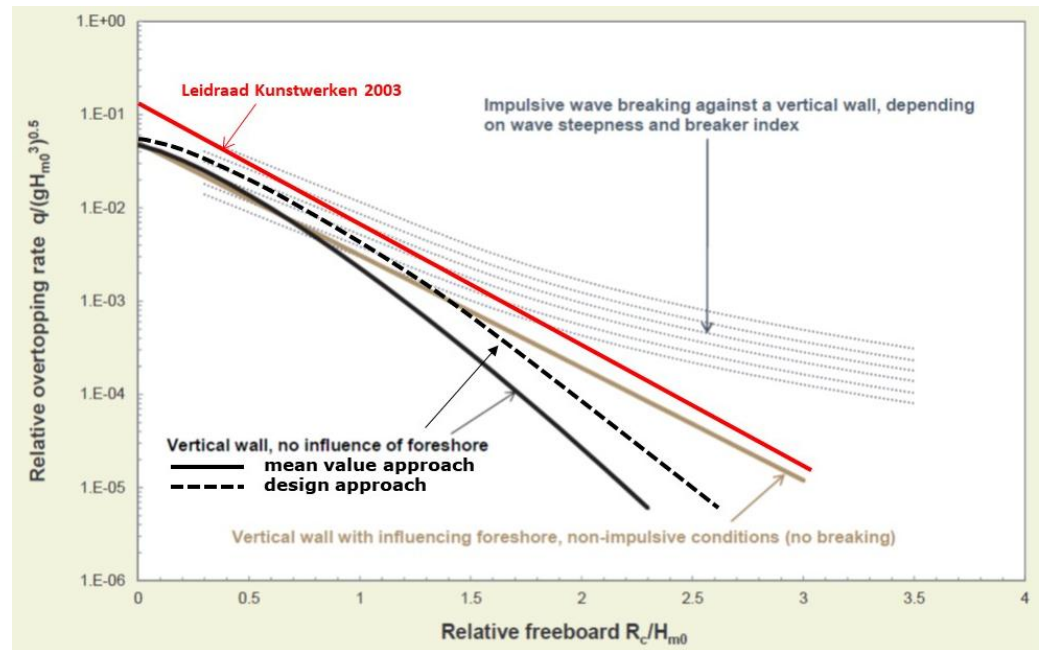
Bij niet-brekende golven voor de constructie is het overigens niet noodzakelijk om *EurOtop2016* te gebruiken. Zoals uit Figuur 22 blijkt zijn de formules uit de *Leidraad Kunstwerken 2003* – en die ook in Riskeer en Hydra-NL worden gebruikt – enigszins conservatief ten opzichte van de formules uit *EurOtop 2016* ([Ref. 5.3]). *EurOtop2016* kan in deze situatie gebruikt worden om tot een scherper ontwerp te komen. De 'winst' die hiermee behaald kan worden is orde 0,1 à 0,2 maal de golfhoogte in het deel van de grafiek waar de meeste constructies liggen (vrijboord tussen 0,5 en 1,5 maal de golfhoogte).

Indien er wel sprake is van brekende golven voor het kunstwerk dan zijn de formules uit de *Leidraad Kunstwerken 2003* (zie paragraaf 5.2) met name bij grotere vrijboorden²² niet altijd conservatief. Aanbevolen wordt in dat geval expliciet

²¹ In [Ref. 5.6] zijn de achtergronden opgenomen waarom ervoor gekozen is de formules uit de *Leidraad Kunstwerken 2003* vooralsnog te blijven gebruiken

²² Hoogte van de kruin boven de lokale stilwaterstand

te verifiëren of het nodig is gebruik te maken van *EurOtop 2016* om de benodigde kruinhoogte te bepalen. Figuur 22 kan hierbij als hulpmiddel gebruikt worden.



Figuur 22 Overzicht formules in grafische vorm voor verticale constructies uit *EurOtop 2016* en *Leidraad Kunstwerken 2003*. Het vrijboord (R_c) is de hoogte van de kruin boven de lokale stilwaterstand. Basis: figuur 7.5 uit *EurOtop 2016*.

5.5.2

Omgang met verschillende constructievormen in EurOtop 2016

Met behulp van *EurOtop 2016* kan het overslagdebiet voor een scala aan samengestelde constructies berekend worden. Voor het ontwerp van waterkerende kunstwerken is met name het overslaand debiet bij verticale constructies (hoofdstuk 7 uit *EurOtop 2016*) van belang. Voor verticale wanden maakt *EurOtop 2016* onderscheid tussen drie situaties:

1. Verticale wanden op relatief diep water. De golven veranderen nauwelijks door diepte-beperking. Dit komt verreweg het meeste voor bij waterkerende kunstwerken.
2. Verticale wanden met een vooroever waarop de golven zich aanpassen. Deze situatie komt bij kunstwerken zelden voor. Afhankelijk van de waterdiepte voor de constructie en de steilheid van de golven ontstaan brekende of niet-brekende golven tegen de verticale muur.
 - a) Niet-brekende golven kunnen de bovenkant van de constructie bereiken en dan overslag geven, vergelijkbaar met verticale wanden op diep water. De overslagformule lijkt ook op die voor verticale wanden op diep water, maar het overslagdebiet ligt iets hoger.
 - b) Brekende golven tegen de constructie gaan hoog de lucht in waarna een deel over de constructie heen gaat. Deze situatie geeft altijd golfoverslag, ongeacht de hoogte van de kering.

De optredende overslagdebieten per meter breedte voor de hierboven geschetste gevallen 1, 2a en 2b zijn gegeven in Figuur 22. De bijbehorende formules zijn

gegeven in paragraaf 7.3.2 van *EurOtop 2016*. Let op: ten behoeve van het ontwerpen moeten de formules horend bij de zogeheten 'design approach' in *EurOtop 2016* worden toegepast. Dit betreft formule 7.2 voor situatie 1 en formule 7.6 voor situatie 2a. Voor situatie 2b zijn formules 7.9 en 7.10 van toepassing. Daarnaast zijn in paragraaf 7.3.3 en verder diverse formules opgenomen voor samengestelde constructies.

5.5.3 *Belastingstatistiek bij gebruik EurOtop-manual*

Bij gebruik van de formules uit *EurOtop 2016* om de benodigde hoogte van het kunstwerk te bepalen is de benodigde hoogte altijd een functie van de golfhoogte en het overslagdebiet. Het overslagdebiet volgt uit de beschouwingen omtrent komberging en bodembescherming. Er moet echter ook een golfhoogte ingevoerd worden.

Hiervoor kan gebruik gemaakt worden van de illustratiepunten uit Hydra-NL. Hoewel de formules uit de *Leidraad Kunstwerken 2003* iets andere coëfficiënten hebben, zijn deze exact hetzelfde van opzet als de formules uit *EurOtop 2016*. Daardoor mag verwacht worden dat het illustratiepunt van een berekening met Hydra-NL nagenoeg hetzelfde zou zijn geweest als hierin de formules uit *EurOtop 2016* opgenomen zouden zijn geweest. Daarom kan een eerste berekening worden gemaakt met Hydra-NL. Bij eventuele aanscherping aan de hand van *EurOtop 2016* kan de hiervoor benodigde golfhoogte uit het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening worden gehaald (neem hiervoor de windrichting met de grootste kansbijdrage). In het hoofdstuk 11 Casus wordt dit nader uitgewerkt.

5.6 **Concrete ontwerpadviezen hoogte kunstwerk**

Bij het ontwerp van een kunstwerk zijn een aantal keuzes te maken die de kans op falen aanzienlijk kunnen reduceren. Hieronder wordt een aantal keuzes genoemd.

Allereerst is het goed om te beseffen dat het ontwerpen van de benodigde kerende hoogte vaak niet op het scherpst van de snede hoeft te gebeuren. Het aanbrengen van een beetje extra hoogte is namelijk verhoudingsgewijs goedkoop.

Bij het ontwerp van een nieuw kunstwerk kan het voorts verstandig zijn om de aanspraak op de beschikbare komberging niet volledig uit te nutten. Sowieso moet rekening worden gehouden met de ontwikkelingen die zich in de tijd in het watersysteem voordoen. Omdat kunstwerken vaak een lange ontwerphorizon hebben (100 jaar is gebruikelijk) is het onmogelijk om ook de ontwikkelingen in het watersysteem voor deze termijn te voorspellen. Het is daarom verstandig de komberging niet maximaal te belasten zodat in het achterliggende systeem nog enige marge aanwezig blijft.

Met name bij coupures, waar het voorland hetzelfde is als dat van het aangrenzende dijklichaam, is het weinig zinvol om de hoogte van het kunstwerk hoger te maken dan de hoogte van het aangrenzende dijklichaam. Wel is het belangrijk om dan te zorgen voor een uitbreidbare constructie en bij de dimensionering van constructieve elementen al rekening te houden met degradatie en hogere toekomstige belastingen. De dijken zijn immers meestal ontworpen op een kortere planperiode.

5.7 Referenties en achtergronddocumenten

- [Ref. 5.1] Bree, B. van, WTI 2017 Toetsregels kunstwerken - Toetsspoorrapport Hoogte, Deltares, 1220087-001-GEO-0010, Versie D1, december 2015
- [Ref. 5.2] Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen – Veiligheidsfactoren en Belastingen bij nieuwe Overstromingskansnormen, versie OI2014v4, Rijkswaterstaat WVL, februari 2017
- [Ref. 5.3] EurOtop - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures, Second edition, Pre-release October 2016
- [Ref. 5.4] WBI2017 – Schematiseringshandleiding hoogte kunstwerk, Rijkswaterstaat WVL, versie definitief, 2 januari 2017
- [Ref. 5.5] Leidraad Kunstwerken 2003, TAW, mei 2003
- [Ref. 5.6] Bree, B. van, WTI 2017 Kunstwerken Achtergrondrapport toetsspoor Hoogte I - Modellerings optredend overslag-/overloopdebiet, Deltares, 1220087-001-GEO-0004, Versie D1, december 2015
- [Ref. 5.7] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage III Sterkte en veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en Milieu

6 Piping

6.1 Inleiding

6.1.1 *Inleiding faalmechanisme*

Onder een kunstwerk kunnen geconcentreerde kwelstromen ontstaan met uitspoeling van materiaal uit de ondergrond tot gevolg. In dit hoofdstuk worden handvatten gegeven om dit probleem te beheersen.

6.1.2 *Fenomenologische beschrijving*

Een uitgebreide beschrijving van het faalmechanisme *piping* kan worden teruggevonden in hoofdstuk 4 van het WBI-toetsspoorrappport *Piping* [Ref. 6.1].

Bij falen door piping ontstaan holle pijpvormige ruimten onder (onderloopsheid) of rondom (achterloopsheid) een kunstwerk door het uitspoelen van gronddeeltjes ten gevolge van een geconcentreerde kwelstroom. Indien dit erosieproces niet tijdig stopt kan het kunstwerk bezwijken.

Onder *achterloopsheid* wordt verstaan de vorming van kanaaltjes of holle ruimten aan de zijkant van een kunstwerk als gevolg van het uitspoelen van grond. De maatgevende kwelweg is meestal zuiver horizontaal gericht (een kwelstroom langs het kunstwerk op het grensvlak van een cohesieve laag), maar kan ook verticale componenten bevatten (denk aan een in- of uittredepunt onder een vleugelwand). In de praktijk wordt achterloopsheid echter vaak 1 op 1 gekoppeld aan situaties met een zuiver horizontale kwelweg.

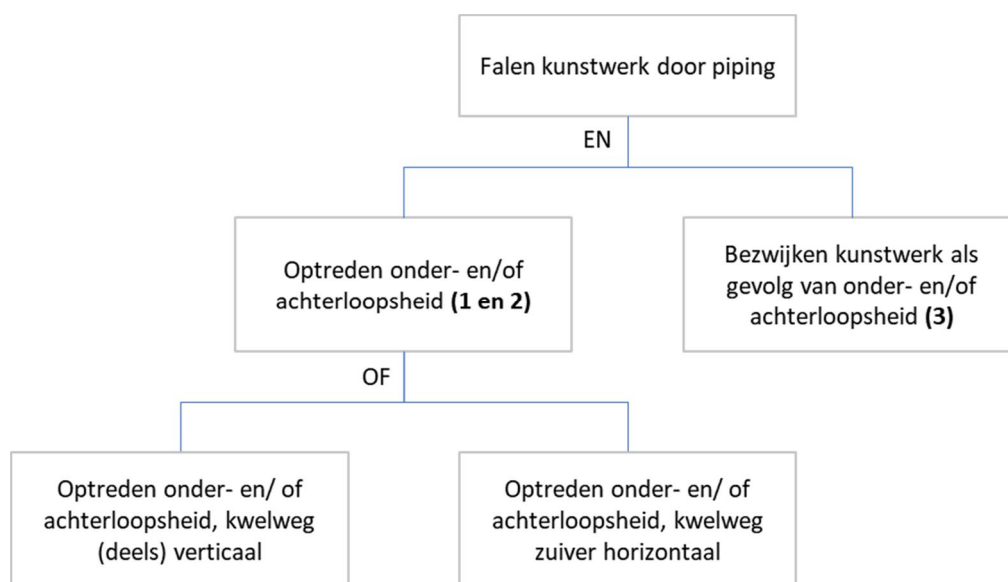
Onderloopsheid betreft het ontstaan van holle ruimten onder een kunstwerk als gevolg van een geconcentreerde kwelstroom waarbij gronddeeltjes worden meegevoerd. Hierbij loopt de kwelstroom onder het kunstwerk door op het grensvlak van constructie en zand. Onder een kunstwerk zijn doorgaans kwelschermen aanwezig, waardoor de kwelstroom ook verticale componenten omvat. Dit hoeft echter niet altijd het geval te zijn. Denk aan lange duikers en leidingen waarbij geen kwelschermen aanwezig zijn. In de praktijk wordt onderloopsheid echter vaak 1 op 1 gekoppeld aan situaties met een (deels) verticale kwelweg.

In lijn met het WBI2017 kan in situaties waarbij de kwelweg een of meerdere verticale componenten bevat gebruik wordt gemaakt van de modellen van Lane en heave. Voor situaties met een zuiver horizontale kwelweg zijn (voor kunstwerken) de modellen van Bligh²³ en Sellmeijer beschikbaar. In figuur 2-3 van de schematiseringshandleiding *Piping kunstwerken* [Ref. 6.3] is een meer gedetailleerd overzicht opgenomen in welke situatie de verschillende modellen van toepassing zijn. Een uitgebreide beschrijving van deze modellen is te vinden in hoofdstukken 5 en 6 van het WBI-toetsspoorrappport *Piping* [Ref. 6.1]. De modellen worden beknopt samengevat in paragraaf 6.1.3.

²³ Dit wijkt af van het Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen [DLT-ozw 2012], waarin wordt aanbevolen het model van Bligh niet meer te gebruiken. Deze aanbeveling is echter volledig gebaseerd op onderzoek dat voor dijken is uitgevoerd. Omdat bij kunstwerken door de aanwezigheid van kwelschermen sprake is van een ander grondwaterstromingsbeeld dan bij dijken is besloten het model van Bligh vooralsnog te handhaven bij de toetsing en het ontwerp van kunstwerken. Dit is mede ingegeven door het ontbreken van geschikte rekenmodellen die het model van Bligh kunnen vervangen.

In verificaties van onder- of achterloopsheid wordt de sterkte veelal uitgedrukt als een kritiek verval. Het kritieke verval is daarbij gedefinieerd als het verval waarbij nog net geen doorgaande pipe ontstaat onder of naast het kunstwerk. Voordat het kunstwerk als geheel bezwijkt na het overschrijden van het kritieke verval moet een aantal vervolprocessen zijn beslag krijgen. Na het ontstaan van een doorgaande pipe onder of naast het kunstwerk moet een dusdanige erosie van bodemmateriaal ontstaan dat de overall-stabiliteit van het kunstwerk onvoldoende wordt. Dit kan gebeuren door kantelen of afschuiven van het hele kunstwerk, of door een proces waarbij opeenvolgend delen van het kunstwerk constructief bezwijken met het bezwijken van het totale kunstwerk als uiteindelijke gevolg. Tevens kan het zo zijn dat het kunstwerk wel blijft staan, maar de aansluitende dijk inzakt als gevolg van het erosieproces en uiteindelijk bezwijkt. Er is na overschrijden van het kritieke verval vaak nog een aanzienlijke reststerkte aanwezig. Deze wordt in rekening gebracht middels de rechter tak van de faalboom in figuur 23.

Concrete modellen ontbreken echter om de reststerkte te kwantificeren en uit te drukken in een kans op bezwijken van het kunstwerk als geheel nadat het kritieke verval is overschreden. Daarom wordt reststerkte in de praktijk zelden meegenomen en bepaalt de kans op het overschrijden van het kritieke verval de faalkans van het kunstwerk als geheel. Overigens wordt voor ontwerpen ook aanbevolen om sowieso geen rekening te houden met eventueel aanwezige reststerkte. Voor beoordelen is het meenemen van reststerkte mogelijk wel relevant.



Figuur 23 Faalboom faalmechanisme piping

Uit figuur 23 valt op te maken dat falen van de waterkering optreedt als:

- (1) Zich een hoogwater aandient
- EN (2) Als gevolg van een geconcentreerde kwelstroming zodanige
 - (a) uitspoeling van gronddeeltjes onder (onderloopsheid) OF
 - (b) rondom (achterloopsheid) het kunstwerk ontstaat dat een doorgaand erosiekanaal (pipe) ontstaat.
- EN (3) Het kunstwerk bezwijkt door deze pipevorming met substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming) als gevolg.

In paragraaf 4.2 van het WBI-toetsspoorrapport *Piping* [Ref. 6.1] is een uitgebreidere beschrijving van bovenstaand faalproces opgenomen.

6.1.3

Safety format en beknopte modelbeschrijvingen

Uitgangspunt van het safety format is de eis dat de faalkans voor *piping* $P_{f,KW,PI}$ kleiner of gelijk is dan de faalkanseis voor *piping* $P_{eis,KW,PI}$ oftewel:

$$P_{f,KW,PI} \leq P_{eis,KW,PI} \quad 6.1$$

6.1.3.1.

Bepaling *faalkanseis*

De faalkanseis is afgeleid van de wettelijke eis voor het normtraject en kan worden bepaald met behulp van de volgende formule:

$$P_{eis,KW,PI} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{PI}}{N_{PI}} \quad 6.2$$

Waarin:

$P_{eis,KW,PI}$	Faalkanseis voor <i>piping</i> van een individueel kunstwerk voor een referentieperiode van 1 jaar [-]
P_{max}	Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de waterwet ²⁴ [-]
ω_{PI}	Faalkansruimtefactor voor <i>piping</i> [-]
N_{PI}	Lengte-effectfactor voor <i>piping</i> [-]

In de standaard faalkansverdeling voor een normtraject zoals deze is opgenomen in het WBI2017 en het OI2014v4 wordt voor de faalkansruimtefactor voor *piping* (ω_{PI}) een waarde van 0,02 aangehouden. Afwijking hiervan is mogelijk maar vindt in de praktijk zelden plaats. Zie hiervoor het hoofdstuk Ontwerpverificaties (hoofdstuk 2).

Een bovengrens van de lengte-effectfactor N_{PI} is te verkrijgen door deze gelijk te stellen aan het aantal kunstwerken in het dijktraject waar *piping* een relevant aspect is. Omdat de faalkans per kunstwerk zelden identiek is, wordt een maximum van $N_{PI}=10$ aanbevolen in het OI2014v4. Voor een nauwkeurigere inschatting van het lengte-effect kunnen de faalkansen voor *piping* van de overige kunstwerken in het traject worden beschouwd. Onder andere VNK2-resultaten kunnen hiervoor

²⁴ In de Waterwet wordt dit aangeduid als de ondergrens

gebruikt worden. Tevens moet bij het vaststellen van de N-waarde voldoende marge worden aangehouden om toekomstige veranderingen binnen het traject op te kunnen vangen, zoals de aanleg van meer kunstwerken in het traject. Indien de beschikbare faalkansruimte voor het nieuw te ontwerpen kunstwerk te klein is, dan zijn de opties als volgt:

1. De faalkansbegroting aanpassen, zodat de faalkansruimtefactor voor piping bij kunstwerken groter wordt.
2. Extra faalkansruimte creëren door verbetermaatregelen bij de overige kunstwerken in het dijktraject.
Dit laatste ligt weinig voor de hand omdat bij veel kunstwerken verbetermaatregelen nodig zullen zijn om de faalkanseis wezenlijk (bijv. met een factor 5-10) te kunnen bijstellen.

Ontbreken relatie tussen veiligheidsfactor en faalkans bij modellen Bligh, Lane en heave

Bij de modellen van Bligh, Lane en heave ontbreekt vooralsnog een expliciete relatie tussen de berekende veiligheidsfactor en de faalkans. Verondersteld wordt dat aan de faalkanseis wordt voldaan als de kering volgens deze modellen voldoet bij een buitenwaterstand die gelijk is aan de waterstand bij de norm. Alleen voor het model van Sellmeijer zijn gegevens voor een semi-probabilistische ontwerpverificatie beschikbaar (WBI). In de volgende paragrafen wordt voor de afzonderlijke modellen ingegaan op het safety-format.

6.1.3.2. Safety-format en modelbeschrijvingen Bligh en Lane

Voor de modellen van Bligh en Lane is het onduidelijk hoe betrouwbaar een waterkering precies is als deze is goedgekeurd of ontworpen met een van deze regels. Binnen het project VNK2 is destijds wel een probabilistische benadering van beide modellen geïntroduceerd. De eigenschappen van de stochastische variabelen in beide modellen zijn hierbij geschat op basis van expert judgement. Op basis hiervan zijn in het WBI semi-probabilistische rekenregels afgeleid voor zowel Bligh als Lane. In deze Werkwijzer is er echter voor gekozen om aan te sluiten bij de gemaakte keuze in het WBI om niet (semi-)probabilistisch te rekenen met deze modellen.

In beide modellen wordt geverifieerd of de rekenwaarde van het optredende verval over het kunstwerk ΔH (de belasting) kleiner is dan de rekenwaarde van het kritieke verval ΔH_c over het kunstwerk (de sterkte):

$$\Delta H < \Delta H_c \quad 6.3$$

De rekenwaarde van het optredende verval is het verval met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

De rekenwaarde van het kritieke verval ΔH_c over het kunstwerk wordt volgens het model van Lane als volgt berekend:

$$\Delta H_c = \frac{L_v + L_h/3}{C_w \text{ creep}} \quad 6.4$$

Volgens het model van Bligh wordt het kritieke verval ΔH_c over het kunstwerk berekend met behulp van formule 6.5:

$$\Delta H_c = \frac{L_h}{C_{creep}} \quad 6.5$$

Indien een opbarstkanaal aanwezig is waardoor zand naar buiten moet worden afgevoerd, zal het gefluidiseerde zand in het kanaal voor extra weerstand zorgen. Op basis van proeven door Sellmeijer (1981) is in het *Technisch rapport Zandmeevoerende wellen* [Ref. 6.10] de volgende correctie op het model van Bligh voorgesteld, indien een opbarstkanaal aanwezig is:

$$\Delta H - 0,3 d < \Delta H_c = \frac{L_h}{C_{creep}} \quad 6.6$$

Hierin is:

- ΔH_c Kritieke verval over het kunstwerk [m]
- ΔH Aanwezig verval over het kunstwerk [m]
- L_v Totale lengte van de verticale delen van de kwelweg [m]
- L_h Totale lengte van de horizontale delen van de kwelweg [m]
- C_{creep} Creep-factor van Bligh (materiaalconstante van de ondergrond) [-]
- $C_{w,creep}$ Gewogen creep-factor van Lane (materiaalconstante van de ondergrond) [-]
 In Tabel 7 zijn de door Bligh en Lane aangegeven waarden voor verschillende typen materiaal in de grondlaag weergegeven. Deze waarden kunnen worden opgevat als rekenwaarden.
- d Lengte opbarstkanaal [m]

Tabel 7 Creep-factoren (nominale waarden) voor de regels van Lane en Bligh

Grondsoort	Mediane korreldiameter [μm] ¹	$C_{w,creep}$ (Lane)	C_{creep} (Bligh)
Uiterst fijn zand, silt	< 105	8,5	
Zeer fijn zand	105 – 150		18
Zeer fijn zand (mica)		7	18
Matig fijn zand (kwarts)	150 – 210	7	15
Matig grof zand	210 – 300	6	
Zeer/uiterst grof zand	300 – 2000	5	12
Fijn grind	2000 – 5600	4	9
Matig grof grind	5600 – 16000	3,5	
Zeer grof grind	> 16000	3	4

¹ Indicaties conform NEN 5104 (September 1989)

- 6.1.3.3. Safety-format en modelbeschrijving heave-model
 Voor kunstwerken is - in tegenstelling tot dijken - alleen een deterministische verificatie beschikbaar. Hierbij wordt geverifieerd of de rekenwaarde van het optredende verhang over het benedenstroomse kwelscherm i (de belasting) kleiner is dan (een rekenwaarde van) het kritieke verhang i_c over het benedenstroomse kwelscherm (de sterkte):

$$i = \frac{\varphi_o - h_p}{d} < i_c \quad 6.7$$

In de deterministische berekening wordt als rekenwaarde $i_{c;d} = 0,5$ aangehouden²⁵. Bij de controle op heave wordt dus nagegaan of de rekenwaarde van het optredende verhang over het benedenstroomse kwelscherm kleiner is dan het kritieke verticale verhang $i_{c;d}$ van 0,5. Opgemerkt wordt dat deze waarde algemeen wordt beschouwd als voldoende veilig, maar dat een nadere onderbouwing vooralsnog ontbreekt.

6.1.3.4.

Safety format en modelbeschrijving model van Sellmeijer

Voor het model van Sellmeijer is wel een semi-probabilistische werkwijze beschikbaar. De bepaling van de faalkanseis is in paragraaf 6.1.3.1 behandeld. Onderstaand wordt nader ingegaan op de bepaling van de faalkans met dit model.

Bepaling faalkans

De faalkans voor piping $P_{f,KW,PI}$ volgt uit de faalboom in Figuur 23. Hierin zijn de volgende drie deelfaalmechanismen te onderscheiden:

1. Optreden onder- en/ of achterloopsheid, kwelweg (deels) verticaal (grenstoestandfunctie Z_{PIP1})
2. Optreden onder- en/ of achterloopsheid, kwelweg zuiver horizontaal (grenstoestandfunctie Z_{PIP2})
3. Het geheel bezwijken van het kunstwerk nadat onder- en/of achterloopsheid heeft plaatsgevonden (grenstoestandfunctie Z_{PIP3})

Het model van Sellmeijer mag alleen worden toegepast bij zuiver horizontale kwelwegen in één richting. Dit betekent dat grenstoestandfunctie Z_{PIP1} niet relevant is hier.

Voor grenstoestandfunctie Z_{PIP3} (bezwijken kunstwerk in geval van optreden onder- en/of achterloopsheid) wordt in eerste instantie aangehouden dat bezwijken van het kunstwerk altijd optreedt zodra er sprake is van onder- en/of achterloopsheid ($P(Z_{PIP3} < 0) = 1$). Aanscherping hiervan is mogelijk maar vergt een specialistische beschouwing die buiten het kader van deze Werkwijzer valt.

Voor grenstoestandfunctie Z_{PIP2} geldt:

$$Z_{PIP2} = \Delta H_c - (\Delta H - 0,3d) \quad 6.8$$

Hierin is:

ΔH_c	Kritiek verval zoals berekend met behulp van het model van Sellmeijer [m]
ΔH	Optredend verval over het kunstwerk [m]
d	Dikte van de afdekkende laag [m]

²⁵ Deze rekenwaarde voor het kritiek verhang is hoger dan bij dijken. Het verschil tussen heave achter een kwelscherm en heave over een deklaag is dat er bij een kwelscherm altijd een verticaal pad moet ontstaan door het aanwezige zand. Dit vergt fluïdisatie van het zandpakket benedenstrooms van het kwelscherm, waarvoor de benodigde gradiënt circa 1 is. Hierop is een veiligheidsfactor van circa 2 toegepast, hetgeen resulteert in een kritieke gradiënt van 0,5. Bij een deklaag wordt de ontstane scheur gevuld met een vloeibaar zand-water mengsel: deze scheur is in beginsel vrijwel nooit volledig gevuld met gepakt zand. Hierdoor kan de watersnelheid door de deklaag dermate groot worden dat het gat min of meer wordt schoongespoeld, hetgeen resulteert in een kleiner kritiek verhang van 0,3.

De sterktevariabele ΔH_c wordt bepaald met behulp van het model van Sellmeijer. Het model van Sellmeijer is beschreven in paragraaf 7.3 van het *Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen* ([Ref. 6.5]). De geactualiseerde versie die is opgenomen in het WBI2017 is als volgt:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{resistance} \cdot F_{scale} \cdot F_{geometry} \quad 6.9$$

$$F_{resistance} = \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \{\eta \tan(\theta)\} \quad 6.10$$

$$F_{scale} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4} \quad 6.11$$

$$F_{geometry} = F(G) = 0,91 \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{2,8} + 0,04} \left(\frac{D}{L} \right)^{-1} \quad 6.12$$

Hierin is:

L	Kwelweg (horizontaal gemeten) [m]
$F_{resistance}$	Weerstandsfactor, beschrijft het grensevenwicht van zandkorrels op de bodem van de pipe [-]
F_{scale}	Schaalfactor, reflecteert de verhouding tussen de processchaal van het mechanisme dat voor korreltransport zorgt en de processchaal van de grondwaterstroming die dit transportmechanisme aandrijft [-]
$F_{geometry}$	Geometriefactor, beschrijft de invloed van de vorm van de geometrie van de ondergrond op de grondwaterstroming [-]. De gepresenteerde formule is geldig voor een standaard configuratie met één homogene zandlaag onder het ondoorlatende kunstwerk. Bij een afwijkende geometrie moet de factor $F_{geometry}$ worden bepaald met de pipingmodule uit het grondwaterstromingsmodel MSeep.
γ'_p	(Schijnbaar) volumegewicht van de zandkorrels onder water [kN/m ³] $= \gamma_p - \gamma_w$ met $\gamma_p = 26$ kN/m ³ en $\gamma_w =$ volumegewicht van water [kN/m ³]
θ	Rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta=37$) [°]
η	Coëfficiënt van White ($\eta=0,25$) [-]
κ	Intrinsieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m ²] $= \kappa = v \cdot k / g$ $k =$ specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s] $v =$ kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$ m ² /s } $g =$ versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$ m/s ²)
d_{70}	70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
d_{70m}	Gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
D	Dikte van het zandpakket [m]

Opmerkingen die betrekking hebben op de toepassing bij kunstwerken zijn opgenomen in hoofdstuk 6 van het *Toetsspoorrapport piping bij kunstwerken* [Ref. 6.1].

Bij het bepalen van het kritieke verval moet waar van toepassing gebruik worden gemaakt van karakteristieke waarden (5% en 95% fractielen) voor de invoerparameters.

Veiligheidsfactoren

In de semi-probabilistische ontwerpverificatie moeten de volgende veiligheidsfactoren worden toegepast op het kritieke verval:

- γ_{pip} Veiligheidsfactor voor het faalmechanisme piping. Deze is afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis.
- γ_b Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor)

Hiermee komt de verificatie-eis uitgaande van het model van Sellmeijer er als volgt uit te zien:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_{pip} \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d) \quad 6.13$$

De benodigde veiligheidsfactoren worden als volgt bepaald:

- *Veiligheidsfactor piping*
 De veiligheidsfactor voor piping γ_{pip} die wordt toegepast in het model van Sellmeijer wordt bepaald met behulp van de volgende formule 6.14:

$$\gamma_{pip} = 1,04 \cdot e^{(0,37\beta_{eis,KW,PI} - 0,43\beta_{max})} \quad 6.14$$

in is:

- $\beta_{eis,KW,PI}$ Betrouwbaarheidsindex behorend bij de faalkanseis $P_{eis, KW,PI} (-)$:
 $\beta_{eis,KW,PI} = -\Phi^{-1}(P_{eis,KW,PI})$
- β_{max} Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans $P_{max} (-)$: $\beta_{max} = -\Phi^{-1}(P_{max})$
- Φ^{-1} Inverse van de standaardnormale verdeling

- *Schematiseringsfactor γ_b*
 Voor de bepaling van de schematiseringfactor γ_b kan worden uitgegaan van de gebruikelijke methodiek uit [Ref. 6.8].

6.1.3.5. Aansluiting op Eurocode 7

In de paragraaf 10.5 van de Eurocode 7 wordt summier ingegaan op het ontwerp van maatregelen tegen piping. Hierbij wordt verwezen naar de oude Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 1 – bovenrivierengebied. Voorts wordt specifiek voor het model van Lane een veiligheidsfactor geïntroduceerd die afhankelijk van de gehanteerde risicoklasse varieert tussen 1,5 en 2. Een onderbouwing van deze beta-afhankelijke veiligheidsfactor is niet gegeven in de Eurocode 7. Het gebruik van deze factor is daarom niet ook overgenomen in deze Leidraad.

6.1.4 *Stappenplan voor ontwerp*

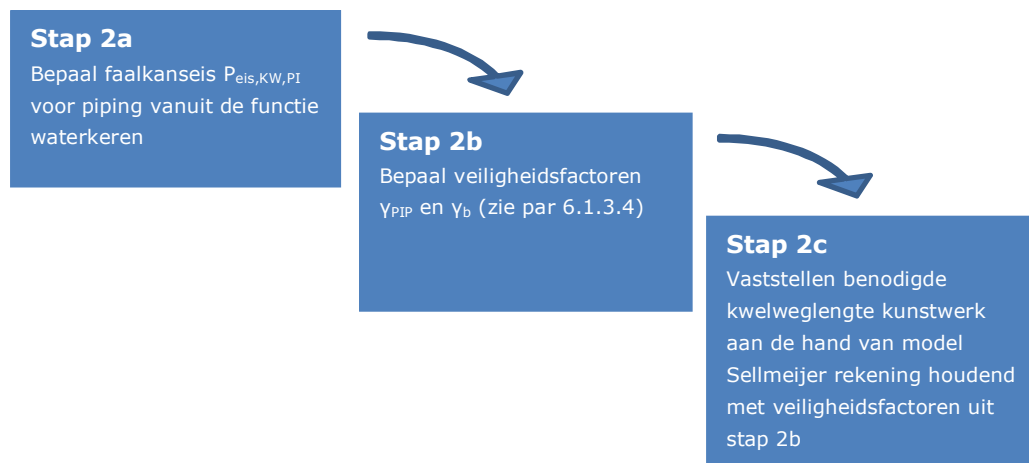
In figuur 24 zijn de stappen weergegeven die in het ontwerpproces worden gezet. Elke stap wordt onder de figuur kort nader toegelicht.



Figuur 24 Stappenplan voor ontwerp faalmechanisme *piping*

Hieronder volgt een beknopte toelichting op de aangegeven stappen:

- Stap 1. Op basis van de norm van het dijktraject wordt de buitenwaterstand bepaald met behulp van Hydra-NL. Voor de buitenwaterstand moet de waterstand bij de norm worden aangehouden. Voorts wordt de binnenwaterstand bepaald die voor piping maatgevend wordt geacht. Samen bepalen deze twee parameters het verval over het kunstwerk waar de benodigde maatregelen om piping te voorkomen op worden uitgelegd. In paragraaf 6.2 wordt deze stap nader toegelicht.
- Stap 2. In deze stap wordt bepaald welke kwelweglengte benodigd is om piping met voldoende zekerheid te voorkomen. Het model waarmee dit wordt gedaan wordt bepaald door de route van de kwelwegen die mogelijk zijn onder en/of naast het kunstwerk. Dit wordt in paragraaf 6.3 verder uitgewerkt. De modellen zelf zijn gegeven in paragraaf 6.1.3.2 tot en met 6.1.3.4. Let op: bij het model van Sellmeijer (zie paragraaf 6.1.3.4) moet een veiligheidsfactor in rekening worden gebracht die afhankelijk is van de faalkanseis zoals in paragraaf 6.1.3.1 is bepaald. Specifiek voor het model van Sellmeijer ziet stap 2 er dus als volgt uit:



Stap 3. Zodra de benodigde kwelweglengte bekend is kunnen de vereiste afmetingen van de voorzieningen tegen piping (denk aan filters en kwelschermen) nader worden bepaald. Omdat de plaats en afmetingen van kwelschermen ook weer van invloed zijn op de mogelijke kwelwegen onder en/of rondom het kunstwerk zit hier een interactie met stap 2. Dit komt in paragraaf 6.5 aan bod.

6.2 Belastingen

Piping treedt op bij hoge buitenwaterstanden, waarbij het verval over de waterkering relatief groot is. Tevens speelt de tijdsduur van de hoogwaterbelasting een rol. Beide worden hieronder nader uitgewerkt. Golven en stroming spelen geen rol.

6.2.1 *Verval over het kunstwerk*

Het verval wordt bepaald door de combinatie van de buitenwaterstand en de binnenwaterstand. In het kader van deze Werkwijzer wordt alleen een belastingcombinatie beschouwd die gerelateerd is aan hoogwateromstandigheden. Let erop dat het verval over het kunstwerk vanuit andere functies (bijvoorbeeld beheer en onderhoud) mogelijk maatgevend kan zijn.

De ontwerpwaarde van de buitenwaterstand moet worden bepaald op basis van de waterstand met een (jaarlijkse) overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Deze waterstand kan met behulp van Hydra-NL worden bepaald (waterstandsom).

Voor de binnenwaterstand moet dan rekening worden gehouden met een karakteristieke lage waarde die past bij de hoogwatersituatie. Hierbij moet worden bedacht dat deze wordt beïnvloed door het gevoerde peilbeheer vlak vóór en tijdens hoogwater en de oriëntatie van het binnenwater. Bij ontwerpen moet rekening worden gehouden met eventuele verlagingen van het waterpeil binnen de ontwerplevensduur. Tevens moet rekening worden gehouden met de invloed van afwaaiing en afmaling op het ontwerppeil in de diverse ontwerpsituaties.

Naast hydraulische belastingen spelen er geen andere belastingen (zoals bijvoorbeeld verkeersbelastingen) een rol bij het faalmechanisme *piping*.

6.2.2 *Verhang over benedenstroomse kwelscherm*

Bij een ontwerpverificatie met het heave-model gaat het om het verhang over het benedenstroomse kwelscherm. Voor de bepaling van het optredende verhang is een grondwaterstromingsanalyse nodig. In beginsel kan dit met elk daartoe geschikt rekenmodel. Meest voorkomend zijn:

- Berekening met behulp van een ('multi-purpose') computerprogramma voor numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een eindige elementen of eindige differentie methode (EEM of EDM).
- Berekening met een semi-analytisch rekenmodel (fragmentenmethode). Deze methodiek is in TAW (thans ENW) kader ontwikkeld, specifiek voor heave-controles bij dijken of waterkerende kunstwerken met verticale kwelschermen.

Verwezen wordt naar paragraaf 5.4 van het *Toetsspoorrapport piping bij kunstwerken* [Ref. 6.1] voor een nadere beschrijving van het heave-model en de fragmentenmethode.

6.2.3 Tijdsafhankelijkheid van de belasting

Voor een overstroming door het fenomeen *piping* moet de aandrijvende kracht die het erosieproces op gang houdt zich eerst opbouwen en dan langere tijd aanwezig blijven zodat het *piping*proces zich volledig kan voltrekken. De duur van de belasting is van invloed op de ontwikkeling van de waterspanningen in de watervoerende en *piping*gevoelige lagen onder en naast het kunstwerk:

- Bij waterstanden van 'lange' duur is sprake van stationaire grondwaterstroming.
- Bij waterstanden van 'beperkte' duur is sprake van niet-stationaire grondwaterstroming, ofwel tijdsafhankelijke grondwaterstroming.

Bij een niet-stationaire grondwaterstroming door een kortdurend hoogwater wordt de waterspanning in de watervoerende lagen onder en achter de dijk bij gelijke buitenwaterstand minder hoog dan bij een stationaire grondwaterstroming door een langdurig hoogwater. Dit is afhankelijk van het bergend vermogen van de bodemlagen, de doorlatendheid en dikte van de bodemlagen en de duur van de belasting. Dit betekent dat bij niet-stationaire stroming de kracht op de korrels – en hiermee de kans op *piping* – kleiner is dan bij stationaire grondwaterstroming. In de estuaria, het merengebied en langs de kust is de belasting stormgedomineerd en dus kortdurend, waardoor onder hoogwateromstandigheden vrijwel altijd sprake is van een niet-stationaire grondwaterstroming. In het bovenrivierengebied is de belasting afvoergedomineerd en langdurig, waardoor tijdsafhankelijkheid nauwelijks een rol speelt en stationair moet worden gerekend. In het benedenrivierengebied is sprake van een combinatie van stormgedomineerde (dus kortdurende) en afvoergedomineerde (dus langdurende) belasting. Hierbij geldt over het algemeen: hoe verder benedenstrooms, des te korter de belastingduur is.

Om tijdsafhankelijkheid in rekening te kunnen brengen moet de respons van de buitenwaterstand in het watervoerende pakket ingeschat worden. Peilbuismetingen kunnen hierbij een belangrijk hulpmiddel zijn. Omdat deze peilbuismetingen bij lagere buitenwaterstanden worden uitgevoerd moeten de meetresultaten worden geëxtrapoleerd. Voor de analyse van deze metingen en een voorspelling van de respons zijn meerdere methoden beschikbaar, zie bijvoorbeeld *Vergelijking methoden bepaling tijdsafhankelijkheid stijghoogte* [Ref. 6.9] en *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* [Ref. 6.11].

De respons van de buitenwaterstand in het watervoerende pakket kan ook worden berekend met behulp van analytische of numerieke modellen. Hiervoor zijn in het *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* [Ref. 6.11] aanwijzingen gegeven. Hierbij kan voor het verloop van de buitenwaterstand gebruik worden gemaakt van de tool Waterstandsverloop die in het kader van het WBI2017 is ontwikkeld.

6.3 Sterkte

De sterkte van het kunstwerk met betrekking tot *piping* bestaat uit drie componenten:

1. De lengte van de kwelwegen onder en/of naast het kunstwerk.
2. De eigenschappen van de grond waarin het kunstwerk gefundeerd is.
3. De aanwezigheid van filterconstructies bij het kunstwerk.

De eerste twee dragen bij aan de weerstand die de grondwaterstroming onder en naast het kunstwerk ondervindt. Een filterconstructie draagt niet zozeer bij aan deze weerstand, maar voorkomt dat gronddeeltjes meegevoerd worden als gevolg van grondwaterstroming. Dit wordt in onderstaande paragrafen nader toegelicht.

6.3.1

Kwelweglengte

De kwelweglengte is direct gerelateerd aan de geometrie van het kunstwerk en wordt bepaald door afmetingen van elementen waarlangs zich een kwelstroom kan voordoen (zie bijvoorbeeld Figuur 25). De funderingswijze van het kunstwerk speelt hierbij een rol.

Geometrie

De hoofdafmetingen van het kunstwerk worden doorgaans bepaald door de primaire functie(s) van het kunstwerk. Met behulp van kwelschermen onder en naast het kunstwerk kan de kwelweg vervolgens verlengd worden. De benodigde lengte van de kwelweg kan worden berekend met behulp van de modellen van Bligh en Sellmeijer als de kwelweg zuiver horizontaal verloopt, en met de modellen van Lane en heave als de kwelweg verticale delen bevat.

Ten aanzien van de keuze tussen de modellen van Bligh en Sellmeijer geldt het volgende:

- Het model van Sellmeijer is bedoeld voor horizontale grondwaterstroming in één richting. Voor situaties waarin sprake is van horizontale grondwaterstroming in één richting (dus onder- en achterloopsheidschermen ontbreken, bijvoorbeeld bij leidingen en sommige kokerconstructies) is de situatie bij kunstwerken volledig analoog aan de situatie bij dijken zo lang de constructie goed aansluit op de ondergrond. In deze situatie mag de rekenregel van Bligh niet worden toegepast.
- Bij kunstwerken zijn echter bijna altijd (onder- en) achterloopsheidschermen aanwezig. Hierdoor wordt de kwelstroom gedwongen van richting te veranderen, waardoor de kwelweg langer wordt en de weerstand tegen *piping* toeneemt. Dit effect kan niet worden gekwantificeerd en meegenomen in het model van Sellmeijer. Voor achterloopsheid kan de rekenregel van Bligh worden toegepast. Overigens kan het model van Sellmeijer dan ook worden toegepast, onder voorwaarde dat de extra kwelweglengte om de achterloopsheidschermen heen buiten beschouwing wordt gelaten. Dat is echter wel conservatief.

Indien de kwelweg verticale elementen bevat dan kan zowel het model van Lane als het heave-model worden toegepast. In uitzonderingsgevallen is het model van Lane niet voldoende veilig en moet het heave model worden toegepast. Deze uitzonderingsgevallen staan beschreven in paragraaf 5.5 van het *Toetspoorrapport piping bij kunstwerken* [Ref. 6.1].

Fundatiewijze

De fundatiewijze bepaalt of het deel van de kwelweg dat onder de constructie zit ook bijdraagt aan de weerstand die de grondwaterstroming onder en naast het kunstwerk ondervindt. Bij kunstwerken die op staal zijn gefundeerd is dit wel het geval. Bij kunstwerken die op palen of damwanden zijn gefundeerd kan het voorkomen dat de ondergrond wel zakt maar het kunstwerk niet. Er ontstaat dan een spleet tussen kunstwerk en ondergrond, waardoor de weerstand over dit deel van de kwelweg sterk afneemt. Dit deel van de kwelweg draagt dan niet bij aan de weerstand die de grondwaterstroming onder het kunstwerk ondervindt. De horizontale delen van de kwelweg onder een paalfundering worden dan ook niet meegenomen in beschouwingen met de modellen van Bligh, Lane en Sellmeijer.

6.3.2 *Grondslag*

De weerstand die de grondwaterstroming onder en naast het kunstwerk ondervindt is sterk afhankelijk van het materiaal waaruit de ondergrond bestaat. In cohesieve, slecht doorlatende grondlagen is de grondwaterstroming zeer traag. Daarnaast zorgt de onderlinge samenhang van dergelijk grondlagen ervoor dat er geen gronddeeltjes uitspoelen. Cohesieve, slecht doorlatende grondlagen zijn daarom niet gevoelig voor *piping*. In niet-cohesieve, goed doorlatende grondlagen (zand) is de grondwaterstroming veel groter. Daarnaast is er geen onderlinge samenhang tussen de deeltjes, zodat gronddeeltjes makkelijk door de grondwaterstroming kunnen worden meegevoerd.

De mate waarin niet-cohesieve grondlagen gevoelig zijn voor *piping* hangt af van de korreldiameter. Hierin spelen twee tegengestelde effecten een rol. De weerstand van de individuele korrel tegen uitspoelen neemt toe als de korrelgrootte toeneemt. De doorlatendheid van de ondergrond, en hiermee de grondwaterstroming, neemt echter ook toe bij toenemende korreldiameter. Het eerste (weerstandbiedende) effect is echter sterker, waardoor fijnkorrelige materialen gevoeliger zijn voor *piping* dan grofkorrelige. In de formules van Bligh en Lane is dit direct zichtbaar doordat de zogeheten creep-factor, die een maat vormt voor de verhouding tussen verval en benodigde kwelweglengte, groter is bij fijnkorrelige materialen (zie Tabel 7).

6.3.3 *Bodembescherming en filterconstructies*

Aan zowel in- als uitstroomzijde van kunstwerken is vanuit de primaire functie(s) van het kunstwerk nagenoeg altijd een bodemverdediging aanwezig. Van belang zijn het type bodembescherming (waterdicht of waterdoorlatend) en de plaats van de bodembescherming (aan de binnen- of buitenzijde van het kunstwerk). Stampbeton, colloïdaal beton of asfaltmestiek zijn de meest voorkomende waterdichte bodembeschermingen. Bodembeschermingsconstructies die als waterdoorlatend beschouwd kunnen worden zijn blokkenmatten, steenasfaltmatten, zetsteen en granulaire filters.

Bodembescherming aan buitenzijde kunstwerk

Indien aan de buitenzijde een waterdichte bodembescherming aanwezig is dan kan de lengte van de bodembescherming worden meegenomen als horizontale kwelweg mits de aansluiting met het kunstwerk (vloer, vleugelwanden, ondoorlatend talud) goed is. In het ontwerp moet er dus op gelet worden dat een goede, waterdichte aansluiting wordt gerealiseerd.

Een waterdoorlatende bodembescherming aan de buitenzijde wordt uiteraard nooit meegenomen in de kwelweglengte.

Bodembescherming aan binnenzijde kunstwerk

Een waterdichte bodembescherming aan de binnenzijde van een kunstwerk kan alleen worden meegenomen in de kwelweglengte als opbarsten van deze bodembescherming kan worden uitgesloten. Hiertoe moet de optredende waterdruk onder de bodembescherming berekend worden, waarna moet worden gecontroleerd of opbarsten plaatsvindt bij de rekenwaarde van het verval. Uiteraard kan de bodembescherming zodanig ontworpen worden dat opbarsten niet optreedt. Indien de lengte van de bodembescherming wordt meegenomen als kwelweglengte moet de aansluiting met het kunstwerk (vloer, vleugelwanden, ondoorlatend talud) uiteraard goed zijn.

Filterconstructies

De bodembescherming aan de binnenzijde kan zodanig worden ontworpen dat deze zanddicht en waterdoorlatend is. De bodembescherming kan dan als filter fungeren, waardoor *piping* niet op kan treden. Hierbij moet aangetoond worden dat het filter gedurende de ontwerplevensduur waterdoorlatend en zanddicht blijft en hierdoor ook daadwerkelijk als filter blijft functioneren.

Voor bodembeschermingsconstructies op een geotextiel is dit lastig. Daarom wordt aanbevolen dit type bodembescherming als dichtgeslibd en hierdoor waterdicht te beschouwen, tenzij middels beheersmaatregelen aangetoond kan worden dat dit niet het geval is en de bodembescherming tijdens zijn levensduur als filter kan functioneren. De lengte van de bodembescherming kan bij een dichtgeslibd geotextiel wel worden meegenomen als horizontale kwelweg indien wordt aangetoond dat de bodembescherming niet opbarst.

Voor filterconstructies die volledig granulair zijn opgebouwd volgens de 'filterregels' (zie paragraaf 6.5.1) is het wel aannemelijk dat de filterwerking gedurende de ontwerplevensduur van de filterconstructie gewaarborgd kan worden. Wel kan het nodig zijn hiervoor specifieke onderhoudsmaatregelen op te nemen in het beheer- en onderhoudsplan van het kunstwerk.

Overigens kunnen in het ontwerp ook andere filtersystemen worden opgenomen. Als deze een rol hebben in het voorkomen van *piping* moet ook hiervan de waterdoorlatendheid en zanddichtheid gedurende de ontwerplevensduur met voldoende betrouwbaarheid gegarandeerd worden.

6.3.4

Degradatie

Diverse verouderingsmechanismen kunnen van invloed zijn op de weerstand van het kunstwerk tegen *piping*. Voorbeelden hiervan zijn holtevorming onder het kunstwerk door zettingen, het uit de constructie trekken van damwanden door negatieve kleeft, corrosie van stalen schermen/verrotting van houten schermen, wegvallen van intree weerstand door erosie van de aansluitende bodem et cetera. Bij het ontwerp moet hier door de ontwerper rekening mee worden gehouden. Dit kan door de modellering aan te passen of daar waar noodzakelijk een passende ontwerp oplossing te bedenken.

6.4

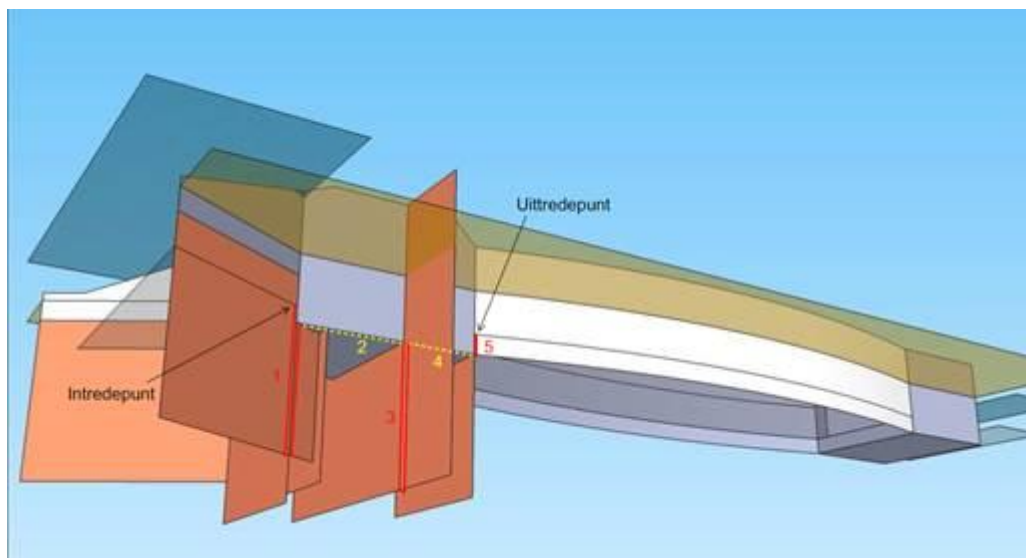
Schematisering

Het opsporen van relevante kwelwegen onder en/of naast het kunstwerk is de basis voor een goede analyse van de kans op het optreden van *piping*. De mogelijke kwelwegen worden bepaald door het samenspel van geometrie van het kunstwerk (afmetingen kunstwerk, kwelschermen, fundatiewijze) en de aanwezige bodemopbouw.

6.4.1

Geometrie kunstwerk

De identificatie van kwelwegen begint bij een 3D-visualisatie van het kunstwerk. Bij een eenvoudig kunstwerk kan deze analyse nog plaatsvinden met 2-dimensionale hulpmiddelen (langs- en dwarsdoorsneden over het kunstwerk). Voor meer complexe kunstwerken (kunstwerken met meerdere kwelschermen en verschillende bodemniveaus) dienen 3D-hulpmiddelen als standaard te worden beschouwd.



Figuur 25 Een driedimensionale uitwerking van een complex kunstwerk in Google SketchUp ten behoeve van bepaling maatgevende kwelwegen voor onder- en achterloopsheid (bron: Tauw). De figuur toont een schutsluis schuin van onderaf gezien met hierin een kwelweg met horizontale (gele stippellijn) en verticale (rode lijn) componenten. Te zien valt dat de kwelweg onder het meest bovenstroomse scherm door gaat (1), vervolgens horizontaal zijn weg vervolgt naar het middenscherm (2), dit middenscherm verticaal passeert (3) om na weer een stukje horizontale kwelweg (4) juist naast het benedenstroomse scherm verticaal in de sluiscolk uit te treden (5).

Bij het inventariseren van mogelijk relevante kwelwegen moeten zowel zuiver horizontale kwelwegen als kwelwegen met een verticale component worden beschouwd.

6.4.2 Bodemopbouw onder en naast het kunstwerk

Bij een ontwerpverificatie is de bodemopbouw onder en naast het kunstwerk vaak in hoge mate bekend. Vanuit het ontwerp is bijvoorbeeld bekend waar en met welk materiaal is of zal worden aangevuld naast het kunstwerk. De bestaande bodemopbouw kan worden afgeleid uit het beschikbare grondonderzoek, indien nodig aangevuld met informatie uit het WBI-SOS [Ref. 6.12]. Eventueel ontbrekende informatie kan vaak met beperkte inspanning alsnog ingewonnen worden.

Indien meerdere scenario's aangaande de bodemopbouw rondom het kunstwerk mogelijk zijn dan heeft ieder scenario aangaande de bodemopbouw zijn eigen kans van voorkomen. Bij elk scenario hoort dan een eigen kans op *piping*. De kans op een scenario moet worden ingeschat op basis van de beschikbare informatie. De onzekerheid omtrent welk scenario in werkelijkheid aanwezig is kan worden afgedekt door de toepassing van een schematiseringsfactor indien het model van Sellmeijer wordt toegepast (zie ook paragraaf 6.1.3.4). Voor de afleiding van deze schematiseringsfactor wordt verwezen naar paragraaf 3.4 van [Ref. 6.8]. De schematiseringstheorie uit *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken* [Ref. 6.8] kan als voorbeeld dienen bij het beredeneren van de keuze van de schematisering voor een analyse met de modellen van Bligh en Lane. Voor een uitgewerkt voorbeeld van de toepassing ervan wordt verwezen naar paragraaf 12.3.7 van *Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen* [Ref. 6.5]. Uiteraard kan ook een ontwerp worden opgesteld op basis van een evident veilige keuze voor de ondergrond. In dat geval hoeft geen schematiseringsfactor toegepast te worden. Gelet op de relatief beperkte kosten van grondonderzoek bij de aanleg van

kunstwerken wordt nader onderzoek altijd aanbevolen als er scenario's zijn waarbij de kans op piping (of een ander geotechnisch faalmechanisme) wezenlijk groter is.

6.5 Maatregelen ter voorkoming van piping

Piping wordt in de regel voorkomen door het aanbrengen van filterconstructies of het plaatsen van kwelschermen. Beide worden hieronder kort besproken.

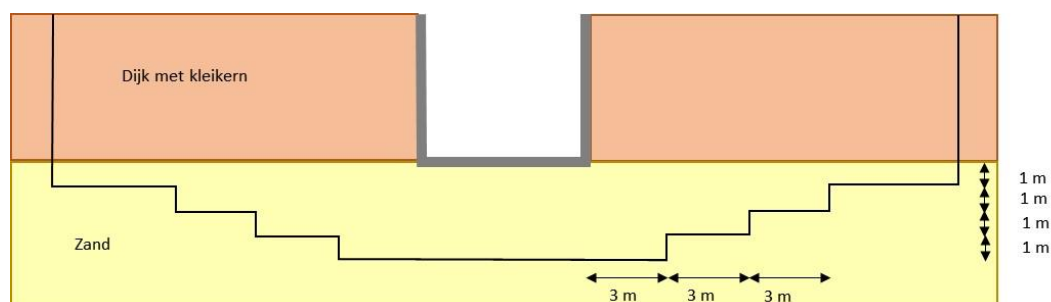
6.5.1 Aanbrengen van filterconstructies

Het faalmechanisme *piping* kan praktisch worden uitgesloten door aan de uittredzijde van de kwelstroom een filter aan te brengen waarin uitstroming plaatsvindt. Een goed functionerend filter zorgt ervoor dat het water uittreedt in het filter, en dat hierbij geen zanddeeltjes worden meegevoerd. Hiertoe moeten mogelijke uittredepunten van kwelwater goed in beeld zijn gebracht. Het filter moet zijn ontworpen volgens de 'filterregels'. Voor een overzicht van deze 'filterregels' wordt verwezen naar paragraaf 5.4.3 en paragraaf 8.6 van *Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen* [Ref. 6.5].

6.5.2 Aanbrengen kwelschermen

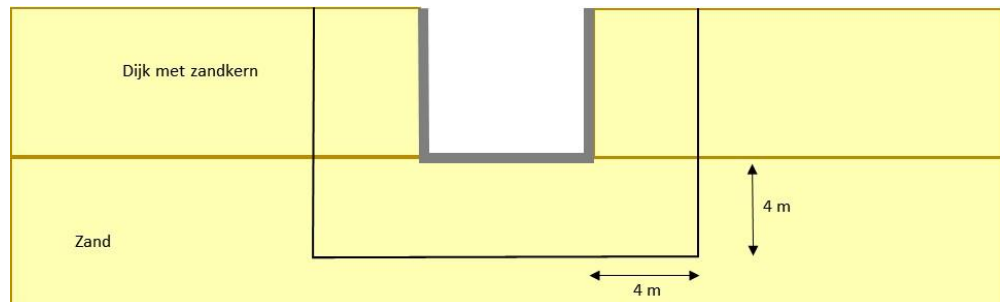
De preferente oplossing van veel keringbeheerders om de kans op *piping* te laten voldoen aan de faalkanseis is het aanbrengen van kwelschermen. De totaal benodigde kwelweglengte kan berekend worden met de modellen uit paragraaf 6.1.3. Het is vervolgens aan de ontwerper om te bepalen waar de kwelschermen het beste geplaatst kunnen worden. Hierbij kan rekening worden gehouden met de volgende aspecten:

- Om uitspoeling van zanddeeltjes ter plaatse van constructie-overgangen te voorkomen worden vaak (korte) kwelschermen toegepast. Deze kunnen uiteraard worden meegenomen in de bepaling van de totaal benodigde kwelweglengte.
- Kwelschermen dienen voldoende hoog te worden doorgezet, tenminste tot de ontwerpwaterstand.
- Voor kunstwerken op een paalfundering waarbij *piping* is uitgesloten omdat het kunstwerk is omsloten door een ondoorlatend grondpakket moeten korte kwelschermen worden aangebracht. Hiermee wordt een eventuele opening tussen kunstwerk en ondergrond afgedicht. Aanbevolen wordt voor de verticale lengte van dergelijke kwelschermen een minimale maat van 2 meter aan te houden.
- Voor kwelschermen die worden aangebracht naast het kunstwerk ter voorkoming van achterloopsheid geldt het volgende (zie figuur 26):
 - vanaf het diepste punt onder het kunstwerk kan de diepte per 3 m uit de constructie met 1 meter afnemen
 - het scherm moet tenminste 1 meter in het zand blijven steken



Figuur 26 Vooraanzicht kwelschermen onder kunstwerk bij kleidijk

- Bij kunstwerken in zanddijken speelt achterloopsheid in principe geen rol; in deze situatie dient een toets op microstabiliteit van het aansluitende grondlichaam gedaan te worden. Tevens dienen de achterloopsheidschermen een bepaalde minimummaat buiten het kunstwerk te zijn doorgezet; neem als praktische maat hiervoor de lengte van het kwelscherm onder de constructie (zie figuur 27).



Figuur 27 Vooraanzicht kwelschermen onder kunstwerk bij zanddijk

Tot slot staat in de eenvoudige toetsregels (paragraaf 2.5 van [Ref. 5.1]) dat een leiding met een leidingdiameter kleiner dan 0,50 m niet beoordeeld hoeft te worden. In het ontwerp van een dergelijke leiding moet wel een voorziening tegen piping worden opgenomen als uit de modellen in paragraaf 6.1.3 blijkt dat dit nodig is.

6.6 Aanscherping benodigde voorzieningen tegen piping

Aanscherping van de benodigde afmetingen van kwelschermen zoals bepaald met de modellen uit dit hoofdstuk kan mogelijk plaatsvinden op basis van:

- Uitvoeren numerieke grondwaterstromingsberekeningen, waarbij o.a. rekening wordt gehouden met tijdsafhankelijkheid van de belasting.
- Probabilistische piping- of heave- analyse.
- Analyse peilbuismetingen.
- Analyse 'bewezen sterkte'.

Handvatten hiervoor zijn te vinden in paragraaf 8.3 van het *Toetsspoorrapport piping bij kunstwerken* [Ref. 6.1]. Opgemerkt wordt dat de laatste twee aspecten alleen gebruikt kunnen worden bij de verbetering van een bestaand kunstwerk.

6.7 Overige ontwerpadviezen

Bij het ontwerp van een kunstwerk zijn een aantal keuzes die gemaakt kunnen worden om de kans op falen aanzienlijk te reduceren of waarmee *piping* praktisch uitgesloten kan worden. Hieronder wordt een aantal keuzes genoemd.

Allereerst is het goed om te beseffen dat het ontwerpen van de benodigde voorzieningen tegen *piping* vaak niet op het scherp van de snede hoeft te gebeuren. Het aanbrengen van wat extra kwelweglengte kost verhoudingsgewijs namelijk niet veel extra. Dit moet worden afgewogen tegen de eventuele kosten van nader onderzoek.

Tevens geldt dat in een ontwerpsituatie onzekerheden vaak kunnen worden weggenomen door een oplossing te kiezen waarbij piping op fenomenologische gronden kan worden uitgesloten, zoals door het aanbrengen van filters.

Voorts wordt aanbevolen bij de realisatie van kunstwerken direct peilbuizen te plaatsen. Op deze manier kan de werking van de kwelschermen gedurende de

levensduur worden gemonitord en kunnen gebruikte rekenmodellen worden gekalibreerd voor de specifieke situatie. Bovendien kan het vergaren van data omtrent de respons van de stijghoogten in de watervoerende zandlagen rondom het kunstwerk op de buitenwaterstand meer inzicht geven in het fenomeen *piping* en op termijn leiden tot betere rekenmodellen.

6.8 Voorbeeld

In hoofdstuk 11 van deze Werkwijzer is een voorbeeld opgenomen waarin de benodigde afmetingen van de kwelschermen om piping te voorkomen worden bepaald. Voorts zijn integrale voorbeelden opgenomen in paragraaf 12.3 van *Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen* [Ref. 6.5] en in paragraaf 7.3 van *Technisch rapport Zandmeevoerende wellen* [Ref. 6.10]. Diverse voorbeelden die samenhangen met de bepaling van specifieke invoerparameters voor de modellen van Bligh, Sellmeijer, Lane en heave zijn te vinden in hoofdstuk 7 van de *Schematiseringshandleiding piping kunstwerk* [Ref. 6.3].

6.9 Referenties en achtergronddocumenten

- [Ref. 6.1] Bree, B. van, WTI 2017 Toetsregels kunstwerken - Toetsspoorrapport Piping, Deltares, 1220087-003-GEO-0004, Versie D2, december 2015
- [Ref. 6.2] Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen – Veiligheidsfactoren en Belastingen bij nieuwe Overstromingskansnormen, versie OI2014v4, Rijkswaterstaat WVL, februari 2017
- [Ref. 6.3] WBI2017 – Schematiseringshandleiding piping kunstwerk, Rijkswaterstaat WVL, versie definitief 1.0, 2 januari 2017
- [Ref. 6.4] Leidraad Kunstwerken 2003, TAW, mei 2003
- [Ref. 6.5] Förster U., Van den Ham G., Calle E., Kruse G., Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen, Deltares, kenmerk 1202123-003-GEO-0002, 2012
- [Ref. 6.6] Jongejan R.B., Van Balen W., Kalibratie semi-probabilistisch toetsvoorschrift onder- en achterloopsheid, Deltares, kenmerk 12006006-006-ZWS-0002, 2012
- [Ref. 6.7] Förster, U. et al., WTI2017 Schematiseringshandleiding piping bij dijken, Deltares, kenmerk 1220084-006-GEO-0001 versie 03, maart 2016
- [Ref. 6.8] Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken, Expertise Netwerk Waterkeringen, 2011
- [Ref. 6.9] Lambert, J. (2015). Vergelijking methoden bepaling tijdsafhankelijkheid stijghoogte, Deltares notitie 1220088-003-VEB-0007-m
- [Ref. 6.10] Technisch rapport Zandmeevoerende wellen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, maart 1999
- [Ref. 6.11] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2004

[Ref. 6.12] Hijma, M.P. en Lam, K.S., Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen, Deltares rapport 1209432-003-GEO-006, 2015

7 Constructief falen

7.1 Inleiding

Dit hoofdstuk gaat in op verificaties voor het faalmechanisme *constructief falen* van waterkerende kunstwerken in de ontwerpfase. Het hoofdstuk dient als houvast voor constructeurs die de daadwerkelijke dimensionering van de constructie verzorgen. Om de Werkwijzer ten aanzien van dit faalmechanisme volledig te doorgronden is kennis benodigd van constructief ontwerpen, de overstromingskansbenadering en de geldende bouwvoorschriften (Bouwbesluit) met de daarin gehanteerde veiligheidsfilosofie.

Gezien de scope van de voorliggende Werkwijzer ligt de nadruk in dit hoofdstuk op de verificatie van het ontwerp ten aanzien van de hoogwaterbelasting. De hoogwaterbelasting is zowel relevant voor de Waterwet als het Bouwbesluit, met de door het besluit aangeroepen Eurocodes (NEN-EN 1990 t/m 1999). Aangezien de Eurocodes nauwelijks aandacht besteden aan waterbouwkundige constructies, wordt in deze werkwijzer ook kort aandacht besteed aan belastingen die verband houden met de andere functies van waterbouwkundige kunstwerken.

7.2 Scope en leeswijzer

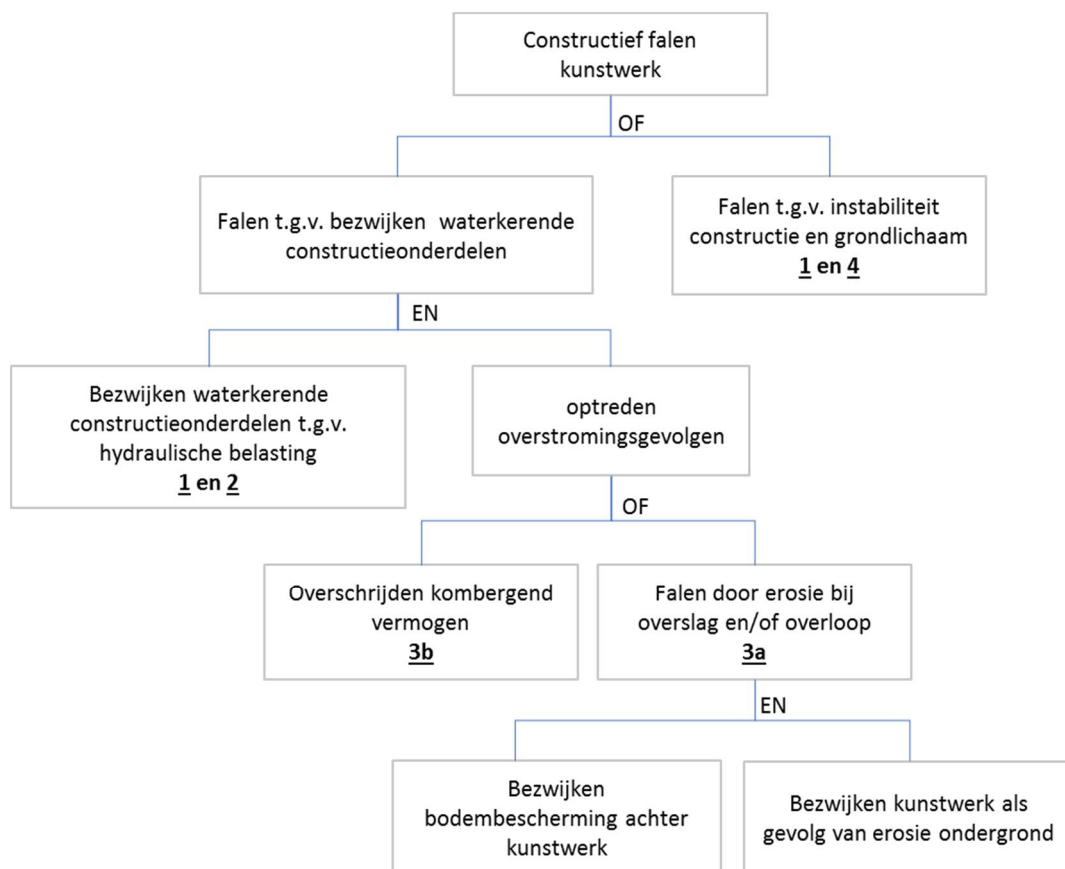
Dit hoofdstuk beschrijft de wijze waarop het ontwerp van de constructie dient te worden geverifieerd aan de eisen uit de Waterwet en het Bouwbesluit voor belastingen die de constructeur relevant acht.

Het eerste deel van het hoofdstuk (paragraaf 7.3 tot en met 7.8) gaat in op de achtergronden van de constructief falen. Het tweede deel van het hoofdstuk (paragraaf 7.9 tot en met 7.12) is een praktische beschrijving van de ontwerpverificatie. In de meeste gevallen, zeker voor de kunstwerken waarvoor deze Werkwijzer is geschreven, zal de verificatie semi-probabilistisch zijn. De vraag wanneer alleen een Bouwbesluit of zowel een Bouwbesluit en Waterwetverificatie moet worden gedaan wordt beantwoord in paragraaf 7.8.1. Voor beide verificaties is in paragraaf 7.9 een stappenplan gegeven. In het kort komt deze uitwerking neer op de wijze waarop betrouwbaarheidseisen dienen te worden vertaald in rekenwaarden. De rekenwaarde van het belastingeffect dient steeds kleiner te zijn dan de rekenwaarde van de sterkte.

De wijze waarop belastingeffecten en de sterktes van constructieonderdelen worden berekend valt buiten de scope van deze Werkwijzer. Hiervoor wordt verwezen naar literatuur over constructiemechanica.

7.3 Fenomenologische beschrijving constructief falen

Constructief falen kan worden veroorzaakt door het bezwijken van waterkerende constructieonderdelen en door instabiliteit van de constructie en het aansluitende grondlichaam. De faalboom is weergegeven in onderstaande Figuur 28. Deze faalboom wijkt af van de boom in het WBI, welke ook een tak heeft voor falen door aanvaring. Aanvaring wordt in deze Werkwijzer voor de ontwerpverificatie als onderdeel van gebeurtenis 2 (bezwijken waterkerende constructie-onderdelen) beschouwd, zie ook paragraaf 7.10.6.2.



Figuur 28 Faalboom faalmechanisme constructief falen

7.3.1

Falen ten gevolge van bezwijken waterkerende constructieonderdelen

Falen treedt op als:

- (1) Zich een hoogwater aandient
- EN (2) Er als gevolg hiervan dusdanig grote belastingen optreden dat de sterkte van de waterkerende constructieonderdelen niet meer toereikend is en deze bezwijken. Een groot volume water stroomt nu binnen.
- EN (3a) De bodembescherming achter het kunstwerk bezwijkt, waarna ontgrondingskuilen in de (niet meer beschermde) ondergrond ontstaan. Het kunstwerk verliest zijn standzekerheid met als gevolg een (voortschrijdende) bres in de waterkering en substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming).²⁶
- OF (3b) Het kunstwerk behoudt haar standzekerheid en blijft staan, maar het instromend volume door de constructie ten gevolge van het bezwijken van de waterkerende onderdelen (2) kan niet worden geborgen in het achterliggende (water)stelsel

²⁶ In sommige gevallen kan het na het ontstaan van ontgrondingskuilen en verlies van standzekerheid voorkomen dat er toch geen voortschrijdende bres ontstaat, omdat het kunstwerk bijvoorbeeld volledig is ingebed in harde kadeconstructies. In dat geval komt de situatie overeen met 3b. Vanuit de primaire functie van het kunstwerk zal een dergelijke benadering bij het ontwerp echter niet gewenst zijn. In geval van een beoordeling/toetsing vanuit waterveiligheid kan het wel worden gebruikt om aan te tonen dat wordt voldaan aan de eisen.

zonder dat dit leidt tot substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming).

Het is in de meeste gevallen aannemelijk dat gebeurtenis 3a optreedt in plaats van 3b, omdat er vaak een groot verval over het kunstwerk staat op het moment dat constructieonderdelen bezwijken. De stroomsnelheden die dan optreden na bezwijken zijn dusdanig groot dat de bodembescherming deze meestal niet aan kan.

7.3.2 *Falen ten gevolge van instabiliteit constructie en grondlichaam*

Falen treedt op als:

- (1) Zich een hoogwater aandient

- EN (4) Er als gevolg hiervan dusdanige belastingen op het kunstwerk en het aansluitende grondlichaam optreden dat instabiliteit in de vorm van verticaal of horizontaal verplaatsen dan wel kantelen optreedt. Dit verlies van standzekerheid leidt tot het optreden van een (voortschrijdende) bres in de waterkering en substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming)

Het verschil met het deelfaalmechanisme *falen ten gevolge van bezwijken waterkerende constructieonderdelen* ligt in het feit dat bezwijken door instabiliteit automatisch het verlies van standzekerheid van de totale constructie veroorzaakt. Daarvoor is geen bezwijken van de bodembescherming nodig. Overschrijding van het kombergend vermogen wordt hier niet beschouwd omdat het instromende volume na algeheel stabiliteitsverlies zeer groot is.

7.4 **Falen en bezwijken**

De Grondslagen voor Hoogwaterbescherming [Ref. 7.2] stelt:

Het overschrijden van een uiterste grenstoestand wordt ook wel aangeduid als falen. Falen en bezwijken zijn niet hetzelfde. Met bezwijken wordt verlies van samenhang of grote geometrieverandering aangeduid. Een waterkering kan falen zonder te bezwijken. Het water kan bijvoorbeeld over de kering stromen en zo een overstroming veroorzaken, zonder dat de kering bezwijkt. Omgekeerd kan een kering bezwijken zonder te falen. Zo hoeft een oppervlakkige afschuiving van het binnentalud van een dijk niet direct te leiden tot een overstroming. Uiteraard is in dat geval wel een reparatie noodzakelijk, omdat de waterkerende functie voor de toekomst is aangetast.

Vanuit de Waterwet bezien is falen daarmee gelijk aan het optreden van een overstroming. Dat betekent dus dat falen alle opeenvolgende gebeurtenissen omvat welke uiteindelijk leiden tot een overstroming. Voor het mechanisme *constructief falen* dient dus formeel de kans op de topgebeurtenis uit Figuur 28, een combinatie van verschillende gebeurtenissen, te worden geverifieerd. In de praktijk zal echter bij de meeste waterkerende kunstwerken na het optreden van een initieel bezwijkmechanisme, gebeurtenis 2 of 4 in Figuur 28, ook sprake zijn van overschrijding van het kombergend vermogen of het bezwijken van het kunstwerk na het bezwijken van de bodembescherming. Daarom wordt voor ontwerpen pragmatisch aanbevolen om in eerste instantie te kijken naar de initiatie van falen, ofwel gebeurtenis 2 of 4, in plaats van de topgebeurtenis.

In de Eurocodes zijn betrouwbaarheidseisen gesteld aan het bezwijken van een constructie. In het geval van waterkerende kunstwerken betreft dit gebeurtenissen

2 of 4. Alle gebeurtenissen na het constructief bezwijken die mogelijk mede leiden tot een overstroming worden niet meegenomen in de verificatie. Uiteraard kijkt het Bouwbesluit wel naar de gevolgen van bezwijken, maar deze zijn verdisconteerd in de betrouwbaarheidseisen die gesteld worden aan constructief bezwijken. Hoe groter de gevolgen van bezwijken des te strenger de betrouwbaarheidseisen die gesteld wordt aan bezwijken. Rijkswaterstaat en andere beheerders stellen over het algemeen de hoogste betrouwbaarheidseisen aan waterkerende kunstwerken, namelijk de eis horend bij Gevolgklasse 3 (CC3)²⁷. Dit is ingegeven door de gedachte dat in de meeste omstandigheden na constructief bezwijken ook overstromingsgevolgen optreden. Wanneer de kosten sterk afhankelijk zijn van de gekozen gevolgklasse en na bezwijken geen overstroming wordt verwacht of de overstromingskansnorm uit de Waterwet relatief soepel is (bijv. 1/100 per jaar) zou men ook een lagere klasse kunnen kiezen.

7.5 Grenstoestandfunctie constructief bezwijken

Zoals in voorgaande paragraaf besproken richt het Bouwbesluit zich op constructief bezwijken en is het vanuit de Waterwet ook verstandig om bij ontwerpen alleen te kijken naar constructief bezwijken.

Het optreden van constructief bezwijken kan worden beschreven door een grenstoestandfunctie. Deze functie geeft voor elke mogelijke combinatie van belastingen en sterkte-eigenschappen aan of de kering bezwijkt of niet. Een grenstoestandfunctie wordt vaak een Z-functie genoemd. Deze functie heeft een negatieve waarde als de belasting groter is dan de sterkte en de kering faalt. In een grenstoestandfunctie komen alle afmetingen, variabelen en parameters voor die de sterkte van een constructie(onderdeel) en de belasting op een constructie(onderdeel) beschrijven.

Een constructie kan door meerdere faalmechanismen bezwijken. Zo kan een constructieonderdeel bezwijken door een tekort aan dwarskracht-, moment- of normaalkrachtcapaciteit in een bepaalde snede. Maar ook kip- of knikinstabiliteit of vermoeiing kan een probleem zijn. Al deze faalmechanismen hebben een eigen grenstoestandfunctie.

De uiterste grenstoestand wordt overschreden indien de aanwezige sterkte van de constructie lager is dan de belastingeffecten. Dit komt tot uitdrukking in de volgende generieke grenstoestandfunctie:

$$Z = R - E^{28} \quad 7.1a$$

Waarin conform NEN-EN 1990 geldt dat:

$$R = \sum f(X_i, \theta_i, a_i)$$
$$E = \sum f(F_j, \theta_j, a_j)$$

Σ betekent "combinatie van"

²⁷ In de Nederlandse ontwerppraktijk wordt ook vaak de Engelse uitdrukking Consequence Class 3 (CC3) gebruikt. In deze Werkwijzer wordt eveneens de Engelse term gebruikt.

²⁸ In de literatuur wordt in deze generieke grenstoestandfunctie vaak S gebruikt in plaats van E. S staat echter voor belasting en E staat voor belastingeffect. Bij Constructief falen wordt in de grenstoestandfunctie het belastingeffect gebruikt, conform NEN-EN1990. NB: in NEN-EN1990 wordt voor belasting F gebruikt in plaats van S.

Hierin is:

R	Sterkte van de constructie(onderdeel)
X_i	Materiaalsterkte i
θ_i	Modelonzekerheid i
a_i	Geometrisch gegeven van constructie(onderdeel) i
E	Belastingeffect
F_j	Belasting j
θ_j	Modelonzekerheid j
a_j	Geometrisch gegeven van constructie(onderdeel) j

Het totale belastingeffect (E) is het resultaat van (een combinatie van) beschouwde belastingen (F_i) in combinatie met geometrische gegevens van de constructie en modelonzekerheden. Voor de hoogwaterbelasting betreft dit de vervalbelasting, golfbelasting en in mindere mate het eigengewicht.

De totale sterkte R ten aanzien van de betreffende sterktegrootte wordt bepaald door de betrokken constructieonderdelen met hun materiaalsterkten (X_i) en de gebruikte sterktemodellen uit de constructiemechanica met hun onzekerheden.

De grenstoestand wordt overschreden wanneer:

$$R < E \quad 7.1b$$

Ofwel:

$$Z < 0 \quad 7.1c$$

In de Eurocode NEN-EN 1990 *Grondslagen van het constructief ontwerp* wordt onderscheid gemaakt tussen bruikbaarheidsgrenstoelstanden en uiterste grenstoelstanden. Constructief bezwijken²⁹ is een uiterste grenstoestand, waarbij NEN-EN 1990 onderscheid maakt tussen³⁰:

- STR: Intern bezwijken of buitensporige vervorming van de constructie of van constructieve elementen, met inbegrip van funderingen op staal, palen, kelderwanden enzovoorts, waarbij de sterkte van bouwmaterialen van de constructie bepalend is;
- GEO: Bezwijken of buitensporige vervorming van de grond waarbij de sterktes van grond bepalend zijn voor de te leveren weerstand;
- FAT: Bezwijken van de constructie of constructieve elementen door vermoeiing.

Voor de hoogwaterbelasting zijn vanuit het oogpunt van de Waterwet enkel de STR en GEO grenstoelstanden relevant, wat overeenkomt met de volgende beoordelingssporen in het WBI2017: Sterkte Constructie onderdelen (STCO) en Stabiliteit constructie en grondlichaam (STCG). Overige te beschouwen belastingen kunnen uiteraard STR-, GEO- en FAT-grenstoelstanden betreffen. Zo dient bij een stalen keermiddel van een constructie in een getijdgebied ook de FAT-grenstoestand te worden beschouwd. Wanneer dat niet gebeurt kan door vermoeiing de werkelijke sterkte kleiner zijn dan verondersteld bij een beoordeling van het waterkerend vermogen.

²⁹ NB: In de Eurocode wordt hier de term falen gehanteerd, want in de Eurocode geldt falen = bezwijken

³⁰ Daarnaast kent de NEN-EN 1990 de uiterste grenstoestand EQU: Verlies van statisch evenwicht van de constructie, of van welk deel ervan ook, beschouwd als star lichaam. Deze grenstoestand is geen vorm van constructief falen in het geval van een waterkerend kunstwerk belast door hoogwater.

7.6 Betrouwbaarheid van een constructie

Zoals toegelicht in de vorige paragraaf bezwijkt een constructie indien de sterkte van de constructie kleiner is dan de belasting op de constructie. In de meeste gevallen zijn de sterkte en de belastingen met spreiding omgeven en niet precies bekend. Zo varieert de belasting in de tijd. Het is daarom onmogelijk om een constructie te ontwerpen die nooit kan falen. Om die reden wordt gekeken naar de betrouwbaarheid van een constructie. De betrouwbaarheid van een constructie wordt uitgedrukt als de kans op falen P_f of een betrouwbaarheidsindex (β), voor een gekozen referentieperiode (t_{ref}). De referentieperiode is de periode waarop de getalswaarde van de betrouwbaarheid betrekking heeft, zie voor verdere uitleg [Ref. 7.2].

De betrouwbaarheid van het kunstwerk wordt uitgedrukt in een faalkans, ofwel de kans op het overschrijden van de grenstoestand:

$$P_f = P(R < E) \quad 7.2$$

Voor de relatie tussen een faalkans en een betrouwbaarheidsindex geldt:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad 7.3$$

Waarbij:

- P_f Faalkans kunstwerk *constructief falen* voor een referentieperiode gelijk aan t_{ref} [-]
 β Betrouwbaarheidsindex voor een referentieperiode gelijk aan t_{ref} [-]
 $\Phi(\dots)$ Standaardnormale verdeling

Aansluitend op hoofdstuk 2 *Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen* wordt hieronder ingegaan op de ontwikkeling van de constructieve betrouwbaarheid in de tijd, door ontwikkelingen van de sterkte en de belastingen in de tijd. De focus ligt daarbij op de kans op falen in een jaar, gegeven geen falen in de voorgaande jaren. Oftewel een referentieperiode (t_{ref}) van 1 jaar.

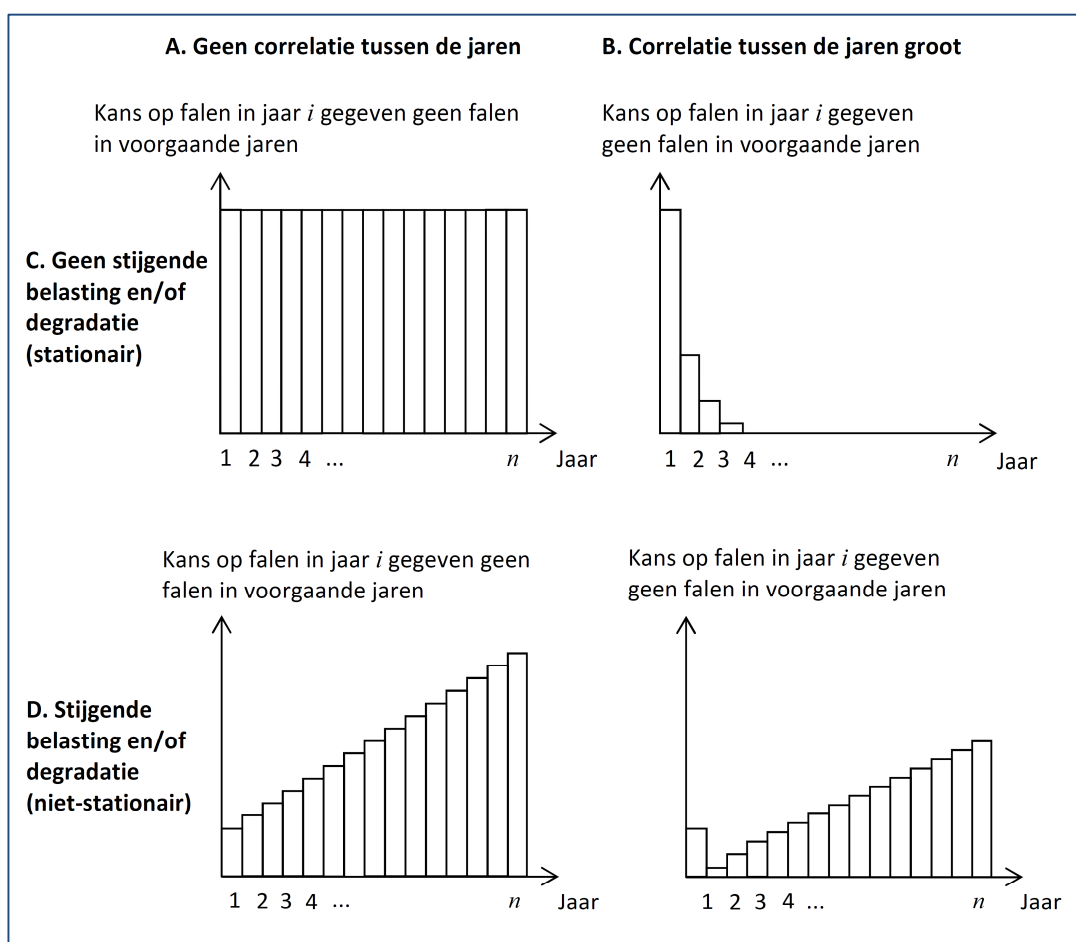
Het faalkansverloop in de tijd wordt beïnvloed door twee factoren;

- De correlatie tussen de faalgebeurtenissen in de verschillende jaren, met name veroorzaakt doordat de onzekere sterkteparameters in de tijd constant zijn (degradatie daargelaten).
- Het verloop van de sterkte- of belasting in de tijd. Bijvoorbeeld: door toedoen van veroudering kan de sterkte afnemen en door toedoen van klimaatverandering kan de belasting toenemen.

Op hoofdlijnen kunnen vier situaties worden onderscheiden, afgebeeld in Figuur 29:

- Figuur 29 – linksboven beschrijft de situatie zonder correlatie tussen de faalgebeurtenissen in de verschillende jaren en met gelijkblijvende sterkte en belastingen. In deze situatie zal de kans op falen in jaar i , gegeven geen falen in de voorgaande jaren, constant blijven over de tijd.
- Figuur 29– linksonder beschrijft tevens een situatie zonder correlatie tussen de faalgebeurtenissen in de verschillende jaren, maar met stijgende belasting en/of afnemende sterkte. In deze situatie zal de kans op falen in jaar i , gegeven geen falen in de voorgaande jaren, stijgen.
- Figuur 29– rechtsboven beschrijft de situatie met sterke correlatie tussen de faalgebeurtenissen in de verschillende jaren en met gelijkblijvende sterkte en belastingen. In deze situatie zal de kans op falen in jaar i , gegeven geen falen in de voorgaande jaren, afnemen over de tijd. Dit fenomeen wordt ook wel

- “bewezen sterkte” genoemd. Een voorbeeld kan een stuwdam zijn: na vullen van het reservoir na de bouw is de sterkte grotendeels bewezen.
- Figuur 29– rechtsonder beschrijft de meest realistische situatie met correlatie tussen de faalgebeurtenissen in de verschillende jaren en een stijgende belasting en/of afnemende sterkte. Daarbij neemt allereerst de faalkans af in de tijd door “bewezen sterkte”, maar neemt deze vervolgens toe in de tijd door een afname van de sterkte en/of de toename van de belastingen (klimaatontwikkelingen) in de tijd. Deze curve wordt ook wel de badkuipkromme genoemd. De initiële afname zal bij constructief bezwijken alleen groot zijn bij een groot aandeel van het eigen gewicht aan de belasting en/of een zeer onzekere sterkte.



Figuur 29 De invloed van tijdsafhankelijkheid en stijgende belastingen en/of sterktegradatie op de faalkans per jaar ($N = 1$) gegeven geen falen in voorgaande jaren (Bron: [Ref. 7.2] en [Ref. 7.4])

Hoogwaterkerende kunstwerken kennen over het algemeen het faalkansverloop zoals dat is getoond rechtsonder in Figuur 29, de ‘badkuipkromme’. In het geval van de badkuipkromme bevindt de maximale jaarlijkse faalkans zich in het eerste of het laatste levensjaar van de constructie. In geval van sterke klimaatverandering (toename van de belasting in de tijd) of veroudering (afname sterkte in de tijd) zal dit veelal het laatste levensjaar zijn, zoals getekend in Figuur 29. In geval van een dominante permanente belasting (zoals eigengewicht of een relatief groot minimaal verval) zal dit veelal het eerste levensjaar zijn. In de meeste situaties is de faalkans voor hoogwaterkerende constructies (die de bouwfase hebben overleefd) maximaal

in het laatste levensjaar. Alleen in uitzonderlijke gevallen is de faalkans in het eerste levensjaar maximaal.

7.7 Betrouwbaarheidseisen aan de constructie

Om een minimale mate van constructieve veiligheid te verkrijgen worden betrouwbaarheidseisen gesteld aan een kunstwerk:

$$P_f \leq P_{eis} \quad 7.4$$

of:

$$\beta \geq \beta_{eis} \quad 7.5$$

Waarbij:

P_{eis} Faalkanseis kunstwerk *constructief falen* voor een referentieperiode gelijk aan t_{ref} [-]

β_{eis} Faalkanseis uitgedrukt in betrouwbaarheidsindex voor een referentieperiode gelijk aan t_{ref} [-]

Zowel de Waterwet als het Bouwbesluit stellen betrouwbaarheidseisen aan waterkerende kunstwerken. De eisen uit het Bouwbesluit en de Waterwet zijn op een aantal punten verschillend, Tabel 8 geeft een overzicht van de belangrijkste verschillen tussen de betrouwbaarheidseisen uit de Waterwet en het Bouwbesluit. Twee verschillen worden hieronder uitgelicht:

- De Bouwbesluiteis is een constructieve bezwijkkanseis voor een constructie en voor haar individuele constructieonderdelen. De Waterwet geeft een overstromingskansnorm voor een heel traject. Van deze norm kan een eis aan de kans op het constructief falen voor constructieonderdelen worden afgeleid. In paragraaf 7.4 is reeds op dit verschil ingegaan.
- De normen in de Waterwet hebben betrekking op een referentieperiode van 1 jaar, wat impliceert dat het kunstwerk in elke aaneengesloten periode van 1 jaar aan de van de norm afgeleide eisen³¹ dient te voldoen. De eisen volgens het Bouwbesluit in NEN-EN 1990 hebben betrekking op een referentieperiode van 50 jaar. Bij waterbouwkundige objecten wordt over het algemeen een referentieperiode van 100 jaar toegepast zonder aanpassing van de betrouwbaarheidsindices uit NEN-EN 1990.

Tabel 8 Overzichtstabel Waterwet versus Bouwbesluit.

Aspect	Betrouwbaarheidseisen Waterwet	Betrouwbaarheidseisen Bouwbesluit
Betrouwbaarheidseisen zijn van toepassing op	Alleen kunstwerken in primaire waterkeringen en dan alleen (hoog)waterkeren	Alle waterkerende kunstwerken en alle belastingssituaties/combinaties
Betrouwbaarheidseis heeft betrekking op	Geheel traject	Constructieonderdeel en totale constructie
Differentiatie	Overstromingskansnormen (maximaal toelaatbare	Drie gevolgklassen, afhankelijk van de gevolgen. Per klasse 1

³¹ Voor de faalmechanismen: Overloop/overslag, Niet sluiten, Piping en Constructief falen

Aspect	Betrouwbaarheidseisen Waterwet	Betrouwbaarheidseisen Bouwbesluit
	overstromingskansen) van 1/100 tot 1/1.000.000 per jaar	betrouwbaarheidseis (verschillend voor nieuwbouw, afkeur en verbouw)
Referentieperiode	1 jaar	>1 jaar, voor ontwerp 50-100 jaar

7.7.1

Betrouwbaarheidseis Waterwet

In de Waterwet staan geen specifieke betrouwbaarheidseisen voor het constructieve ontwerp van kunstwerken ten aanzien van (hoog)waterkeren. Wel is aangegeven aan welke eis een normtraject ten minste moet voldoen. Vanuit deze trajecteis kan een betrouwbaarheidseis voor constructief falen worden afgeleid met een referentieperiode van 1 jaar, zie voor meer achtergronden hoofdstuk 2 *Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen*.

In het kort komt het erop neer dat alle onderdelen van het kunstwerk zodanig ontworpen dienen te worden dat zij in elk jaar aan deze afgeleide betrouwbaarheidseis voldoen:

$$P_{eis,KW,CON} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{CON} \cdot c}{N_{dsn}} \quad 7.6$$

Waarin:

- $P_{eis,KW,CON}$ Faalkanseis voor *constructief falen en geen falen door overloop/overslag* van een individueel kunstwerk afgeleid van trajecteis uit de Waterwet voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref} = 1$ jaar [-]
- P_{max} Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de waterwet voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref} = 1$ jaar [-]
- ω_{CON} Faalkansruimtefactor voor *constructief falen* [-]
- c Correctiefactor voor de correlatie tussen *constructief falen* en *falen door overloop/overslag* [-]
- N_{dsn} Lengte-effectfactor voor *constructief falen* [-]

In de standaard faalkansverdeling voor een normtraject wordt voor de faalkansruimtefactor ω_{CON} een waarde van 0,02 aangehouden. Hiervan kan worden afgeweken al ligt dat voor constructief falen weinig voor de hand (zie ook hoofdstuk 2 *Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen*).

Correlatie tussen constructief falen en falen door overloop/overslag

De faalmechanismen *constructief falen* en *falen door overloop/overslag* zijn sterk gecorreleerd, omdat in beide gevallen de hydraulische belasting dominant is voor de faalkans boven de onzekerheid van de sterkte en omdat de faalkanseis voor *overloop/overslag* veel groter is dan die voor *constructief falen*. De kans is dus groot dat een constructie reeds gefaald is ten gevolge van *overloop/overslag* voordat *constructief falen* optreedt. Om het kunstwerk niet onnodig conservatief te dimensioneren, ofwel met waterstanden te werken die ver boven de kruin (mogen) uitkomen, wordt de mate van correlatie tussen de beide mechanismen in rekening

gebracht middels de factor c. Gezien de vereiste betrouwbaarheid kan de rekenwaarde van de buitenwaterstand volgens deze Werkwijzer nog steeds hoger zijn dan de kruinhoogte, excessieve waterstanden hoog boven de kruinhoogte worden met de factor c echter voorkomen.

Tabel 9 Correctiefactor c voor de correlatie tussen constructief falen en falen door overloop/overslag [Ref. 7.4]

P_{max} [-]	1/100	1/300	1/1.000	1/3.000	1/10.000	1/30.000
c [-]	7	5	4	3	3	3

Lengte effect

De lengte-effectfactor N_{dsn} wordt formeel bepaald door het aantal min of meer onafhankelijke constructie-onderdelen in een traject met eenzelfde betrouwbaarheid en het aantal min of meer onafhankelijke instabiliteitsmechanismen³² (STCG). In realiteit is er een grote mate van correlatie door de gemeenschappelijke belasting, namelijk de buitenwaterstand. Daarnaast bezitten de constructieonderdelen binnen een traject zelden een gelijke betrouwbaarheid:

- Er kan een groot verschil in aanlegperiode zijn tussen kunstwerken in één traject, wat kan leiden tot grote verschillen in betrouwbaarheid tussen constructies.
- De materiaalkwaliteit was in het verleden minder goed, bouwtechnieken en bouwvoorschriften wijzigen in de tijd en er is degeneratie opgetreden.
- Ook tussen hoofd-constructieonderdelen zullen over het algemeen grote verschillen in betrouwbaarheid bestaan, omdat bijvoorbeeld voor de hoogwaterkerende sluitmiddelen de hoogwaterbelasting dominant is en voor de fundering het eigengewicht.
- Hetzelfde geldt voor de instabiliteitsmechanismen, over het algemeen is één mechanisme dominant.

Binnen het WBI2017 wordt voor de lengte-effectfactor N_{dsn} een vaste waarde van 3 aangehouden. Deze schatting van $N_{dsn} = 3$ lijkt voor de meeste situaties passend, wat ook volgde uit een analyse van vele VNK2-resultaten. Voor ontwerpen kan derhalve $N_{dsn} = 3$ worden aangehouden.

7.7.2 *Betrouwbaarheidseis Bouwbesluit*

Voor de betrouwbaarheidseisen aan nieuwbouw verwijst het Bouwbesluit naar Eurocode NEN-EN 1990. Daarin zijn gevolgklassen met bijbehorende betrouwbaarheidseisen vastgesteld. Een betrouwbaarheidseis is strenger indien de gevolgen van falen ernstiger zijn. In NEN-EN 1990 zijn drie gevolgklassen gedefinieerd. De betrouwbaarheidseisen voor de uiterste grenstoestand zijn weergegeven in Tabel 10 voor een referentieperiode gelijk aan de levensduur van de constructie van 50 jaar. Voor waterbouwkundige constructies wordt vaak een levensduur van 100 jaar aangehouden. Zoals reeds in het begin van paragraaf 7.7 is uitgelegd, kunnen deze betrouwbaarheidseisen ook voor 100 jaar worden gebruikt.

De betrouwbaarheidseis in de Eurocode wordt in beginsel gesteld aan elk constructie-element afzonderlijk en voor elk bezwijkmechanisme afzonderlijk. De veiligheid van de totale constructie als systeem kan daar dus van afwijken. Meestal zal de veiligheid hoger zijn, omdat er normaliter een herverdeling van de inwendige

³² Horizontale of verticale instabiliteit en kantelinstantiteit

krachten mogelijk is zodra lokaal de sterkte overschreden wordt. De mate waarin dit mogelijk is hangt af van het statische systeem en van de taaiheids-eigenschappen van de toegepaste materialen en verbindingselementen. Meestal geldt dat het gehele systeem aan de betrouwbaarheidseis voldoet als de onderdelen voldoen³³.

Gevolgklasse	Gevolgen van bezwijken		Betrouwbaarheidseis voor de levensduur $\beta_{eis, BB}$	
	Kans op levensgevaar	Kans op economische schade		
CC3	Zeer groot	← of →	Zeer groot	4,3
CC2	Aanzienlijk		Aanzienlijk	3,8
CC1	Uitgesloten/klein	← en →	Uitgesloten/klein	3,3

Tabel 10 Betrouwbaarheidseisen NEN-EN 1990 zoals voorgeschreven in Bouwbesluit (BB)

De relatie tussen betrouwbaarheidsindex (β) en faalkans (P_f) is gegeven in formule 7.3.

Voor de betrouwbaarheidseisen voor bestaande bouw verwijst het Bouwbesluit naar NEN 8700. In deze Werkwijzer wordt echter alleen gekeken naar nieuwbouw.

7.8 Ontwerpverificaties constructief falen

In een ontwerpverificatie wordt de betrouwbaarheid (faalkans) geconfronteerd met de betrouwbaarheidseis (faalkanseis). De betrouwbaarheidseis volgt uit het Bouwbesluit of is afgeleid vanuit de Waterwet. In hoofdstuk 7.6 is ingegaan op de betrouwbaarheid in de tijd en hoofdstuk 7.7 is ingegaan op de betrouwbaarheidseisen.

7.8.1 Wanneer een Bouwbesluit- en Waterwetverificatie?

Het (voorlopig)ontwerp van een waterkerend kunstwerk dient ten aanzien van constructief bezwijken altijd geverifieerd te worden op basis van een betrouwbaarheidseis uit het Bouwbesluit (7.7.2).

Daarnaast kan het zo zijn dat het (voorlopig)ontwerp ook geverifieerd moet worden op basis van de betrouwbaarheidseis voor constructief falen vanuit de Waterwet (7.7.1). De Waterwetverificatie is alleen vereist in het geval na bezwijken van de constructie of het constructieonderdeel, ten gevolge van de beschouwde belastingsituatie, een overstroming zal optreden.

Hieronder volgen enkele voorbeelden welke niet uitputtend zijn. De constructeur dient zelf te bepalen welke verificaties nodig zijn voor de combinatie van het constructie(onderdeel) en de belastingsituatie.

Bijvoorbeeld 1:

- Constructieonderdeel: sluisdeur in het buitenhoofd van een schutsluis.
- Belastingsituatie: de hoogwaterbelastingssituatie.
- Gevolg bij bezwijken: overstroming.
Bezwijken van de buitendeur leidt tot het verlies van waterkerend vermogen aangezien het aannemelijk is dat de sterkte van de binnendeur kleiner of gelijk is aan de buitendeur en ook zal bezwijken. Faalgebeurtenis 3a of 3b (paragraaf 7.3.1) treedt vervolgens op.
- Ontwerpverificaties: Bouwbesluit en Waterwet

Bijvoorbeeld 2:

- Constructieonderdeel: sluisdeur in het buitenhoofd van een schutsluis.
- Belasting situatie: inhangen deur na renovatiewerkzaamheden middels een drijvende bok.
- Gevolg bij bezwijken: enkel schade aan de deur.
De kans op een overstroming is klein omdat er niet wordt inhangen in het hoogwaterseizoen en alleen bij kalme weersomstandigheden. Daarnaast is er relatief veel tijd voor noodmaatregelen, mocht er toch hogere waterstanden verwacht worden. Hierdoor komt het waterkerende vermogen niet in gevaar.
- Ontwerpverificaties: Bouwbesluit

Bijvoorbeeld 3:

- Constructieonderdeel: vleugelwand aan de binnenwaterzijde van een schutsluis.
- Belasting situatie: de hoogwaterbelasting situatie.
- Gevolg bij bezwijken: lokale schade kunstwerk.
Het bezwijken zal niet leiden tot verlies van waterkerend vermogen van de sluis.
- Ontwerpverificaties: Bouwbesluit.

Bijvoorbeeld 4:

- Constructieonderdeel: fundering buitenhoofd schutsluis.
- Belasting situatie: de hoogwaterbelasting situatie.
- Gevolg bij bezwijken: overstroming.
Instabiliteit van de fundering zal leiden tot het verlies van waterkerend vermogen, waarna een (voortschrijdende) bres ontstaat (faalgebeurtenis 4 uit paragraaf 7.3.2).
- Ontwerpverificaties: Bouwbesluit en Waterwet

Beperkingen ten aanzien van de Waterwetverificatie

Helaas is op dit moment alleen de semi-probabilistische ontwerpverificatie ten aanzien van de betrouwbaarheidseis vanuit de Waterwet voor de hoogwaterbelasting situatie gefaciliteerd met rekenregels. Het stappenplan voor het doorlopen van deze verificatie is opgenomen in paragraaf 7.9.

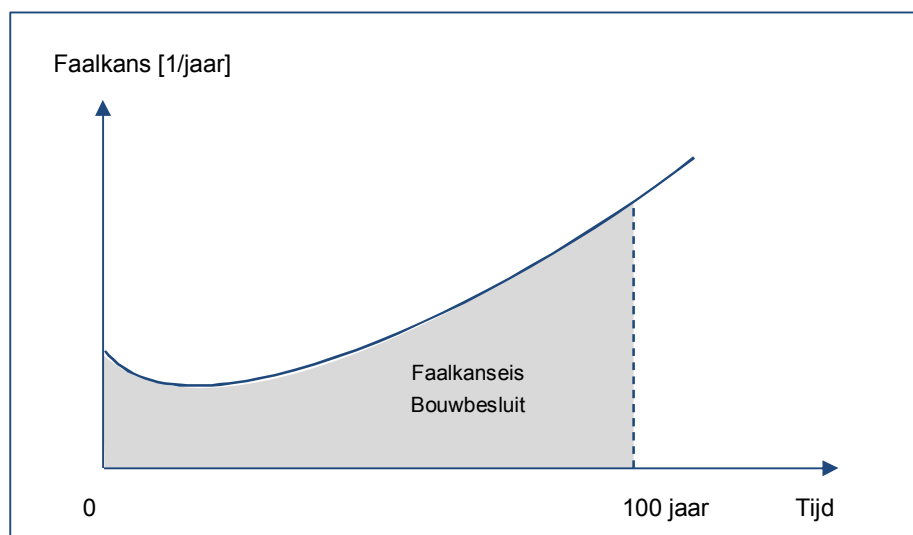
Er zijn echter ook andere belastingen die bij het bezwijken van constructieonderdelen voor een significant overstromingsrisico zorgen. Bijvoorbeeld scheepvaartbelastingen op keermiddelen waarbij ingeval van bezwijken ook in dagelijkse situaties een groot volume water binnenstroomt. Het ontwerp dient dan ten aanzien van deze belastingen ook aan de betrouwbaarheidseis vanuit de Waterwet te voldoen. Momenteel ontbreken er echter semi-probabilistische rekenregels gebaseerd op de Waterwet om dat te doen. In lijn met de huidige ontwerp praktijk is het voldoende om een semi-probabilistische verificatie volgens het Bouwbesluit met de hoogste betrouwbaarheidseis (CC3) en bijbehorende partiële veiligheidsfactoren uit te voeren. Wanneer het ontwerp dan voldoet zal praktisch zeker ook voldaan worden aan de Waterwet. Uitleg over de semi-probabilistische verificatie volgt in paragraaf 7.8.4.2.

Een probabilistische verificatie is ook altijd mogelijk, al wordt deze momenteel niet gefaciliteerd. Uitleg over de probabilistische verificatie volgt in paragraaf 7.8.4.1.

7.8.2 *Ontwerpverificatie volgens het Bouwbesluit*

De constructie(onderdeel) dient gedurende de geplande levensduur te voldoen aan de betrouwbaarheidseis cq faalkanseis uit het Bouwbesluit (zie paragraaf 7.7.2). De faalkans van de constructie dient (bij een levensduur van 100 jaar) in een aaneengesloten periode van 100 jaar te voldoen aan de faalkanseis die voor 100 jaar is gesteld, zie Figuur 30.

Zoals besproken in paragraaf 7.6 is het faalkansverloop van een kunstwerk afhankelijk van de beschouwde belasting, haar ontwikkeling in de tijd en de ontwikkeling van de sterkte in de tijd. Bij de faalkansanalyse van waterkerende kunstwerken belast door hoogwater is over het algemeen de kans op falen het grootst in het laatste levensjaar. Daarmee is het faalkansverloop zoals geschetst in Figuur 30: de 'badkuipkromme'.



Figuur 30 Verificatie faalkanseis vanuit Bouwbesluit. De oppervlakte onder de kromme is gelijk aan de faalkanseis. NB: faalkansverloop hoort specifiek bij (hoog)waterkeren

Conform de huidige ontwerppraktijk zal de ontwerpverificatie veelal semi-probabilistisch zijn. Deze aanpak wordt in de volgende paragrafen toegelicht:

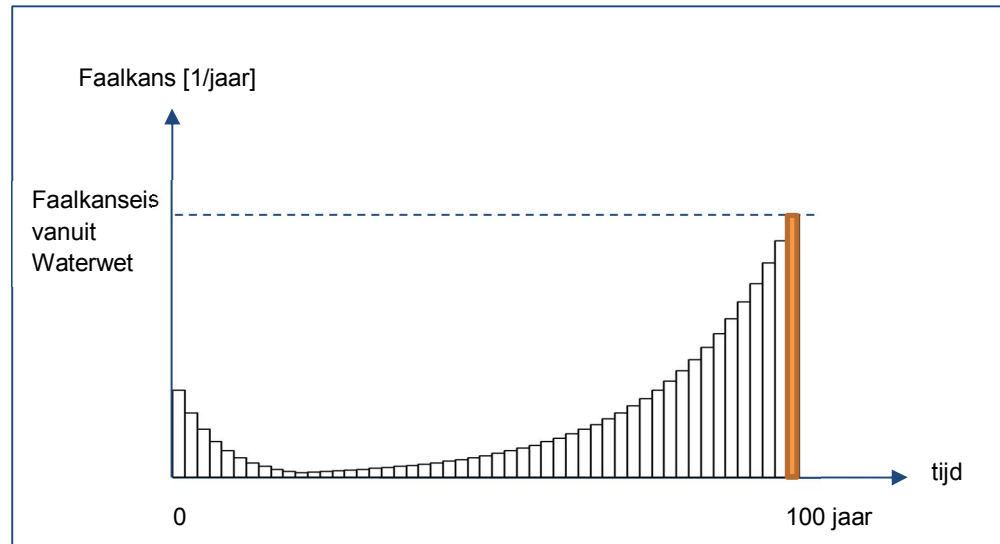
- Paragraaf 7.8.4.2 gaat in op de aard van de semi-probabilistische verificatieprocedure.
- Paragraaf 7.9.1 geeft het stappenplan om de semi-probabilistische verificatie voor de hoogwaterbelastingssituatie te doorlopen.
- Paragraaf 7.9.2 geeft het stappenplan om de semi-probabilistische verificatie voor overige belastingen te doorlopen, zoals windbelasting of troskrachten ect.

7.8.3 *Ontwerpverificatie volgens de Waterwet*

Een constructie(onderdeel) dient in ieder jaar van de geplande levensduur te voldoen aan de faalkanseis afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de Waterwet (zie paragraaf 7.7.1). Rekenregels voor semi-probabilistische verificaties op basis van de Waterwet zijn alleen beschikbaar voor de hoogwaterbelastingssituatie. Voor de overige belastingssituaties die bezwijken én een overstroming veroorzaken zijn geen semi-probabilistische rekenregels beschikbaar vanuit de Waterwet en wordt verwezen naar paragraaf 7.8.1.

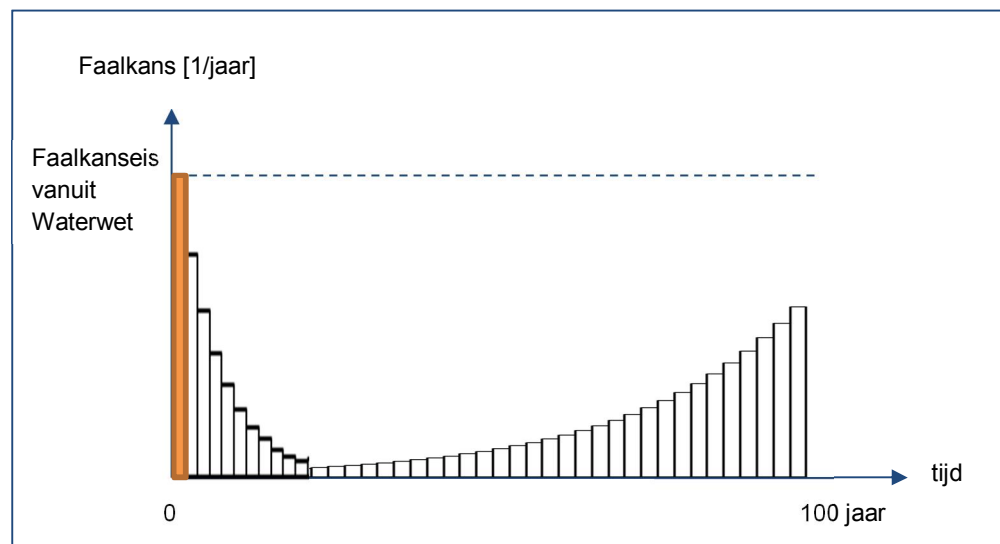
Zoals vermeld is voor waterkerende kunstwerken belast door hoogwater over het algemeen de kans op falen het grootst in het laatste levensjaar. In dat geval dient

het ontwerp in het laatste levensjaar te worden vergeleken met de faalkanseis vanuit de Waterwet, zie Figuur 31.



Figuur 31 Verificatie faalkanseis vanuit de Waterwet, waarbij de gerealiseerde faalkans in het laatste levensjaar maatgevend is

In zeldzame gevallen zal de faalkans in het eerste levensjaar het grootst zijn. Dit is het geval als de eigengewichtsbelasting dominant is boven de hydraulische belasting tijdens een hoogwatersituatie. In dat geval dient voor de Waterwet de faalkans in het eerste levensjaar te worden vergeleken met de faalkanseis, zie Figuur 32.



Figuur 32 Verificatie faalkanseis vanuit de Waterwet, waarbij de gerealiseerde faalkans in het eerste levensjaar maatgevend is

Wederom zal conform de huidige ontwerppraktijk de ontwerpverificatie veelal semi-probabilistisch zijn, waarbij paragraaf 7.9.1 het stappenplan geeft om de semi-probabilistische verificatie voor de hoogwaterbelastingssituatie te doorlopen.

7.8.4 Typen verificatieprocedure

Op basis van de in de vorige paragrafen behandelde grenstoestandfunctie en de betrouwbaarheidseisen aan een constructie kan een probabilistische of een semi-probabilistische ontwerpverificatie worden uitgevoerd. Hierbij wordt geverifieerd of het ontwerp voldoet aan de betrouwbaarheidseisen uit paragraaf 7.6 en 7.7.

7.8.4.1. Probabilistische verificatie

Deze verificatiewijze is interessant wanneer zeer scherp ontworpen dient te worden, vanwege bijvoorbeeld (zeer) hoge aanleg- of renovatiekosten.

In een *probabilistische verificatie* wordt de (uiterste) grenstoestandfunctie gevoed met kansverdelingen van de sterkte en belastingen. De kansverdelingen van de waterstand en de significante golfhoogte kunnen voor iedere locatie gevonden worden met Hydra-NL. Voor de kansverdelingen van mogelijke overige belastingen, de constructie-eigenschappen en de modelonzekerheden, wordt aanbevolen de JCSS Probabilistic Model Code (http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code) te hanteren; waar relevant moeten de verdelingen in overeenstemming worden gebracht met de vigerende karakteristieke waarden volgens de Eurocode.

Bij een probabilistische verificatie wordt de betrouwbaarheid van de constructie uitgedrukt in een faalkans P_f en te worden voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P_f \leq P_{eis} \quad \text{zie 7.4}$$

Waarin:

P_f Faalkans kunstwerk *constructief falen* voor een referentieperiode gelijk aan t_{ref} [-]

P_{eis} Faalkanseis kunstwerk *constructief falen* voor een referentieperiode gelijk aan t_{ref} [-]

In het geval van de Waterweteis betreft het een verificatie op jaarbasis en in het geval van een Eurocode-eis een verificatie voor een referentieperiode die gelijk is aan de levensduur.

7.8.4.2. Semi-probabilistische verificatie

Bij een *semi-probabilistische verificatie* wordt de grenstoestandfunctie niet gevoed met kansverdelingen maar met rekenwaarden. Een rekenwaarde is meestal een combinatie van een representatieve waarde en een partiële veiligheidsfactor (zie hoofdstuk 2 *Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen*). Een partiële veiligheidsfactor is dusdanig probabilistisch gekalibreerd dat bij gebruik in Nederland voldaan wordt aan de geldende betrouwbaarheidseisen bij een unity check (UC) kleiner dan 1, ofwel $UC < 1$ (Bouwbesluit en/of Waterwet). De unity check is als volgt gedefinieerd:

$$UC = \frac{E_d}{R_d} \quad 7.7a$$

Waarbij:

E_d Rekenwaarde belastingeffect

R_d Rekenwaarde sterkte constructie

Een constructie voldoet aan de betrouwbaarheidseis wanneer:

$$UC \leq 1,0 \quad 7.7b$$

Ofwel:

$$R_d \geq E_d \quad 7.7c$$

1) Rekenwaarde sterkte

De rekenwaarde voor de sterkte R_d volgt uit formules 6.6a t/m 6.6c in NEN-EN 1990.

2) Rekenwaarde belastingeffect

Voor FAT grenstoestanden (vermoeying) wordt in NEN-EN 1990 verwezen naar NEN-EN 1992 en NEN-EN 1999.

Voor STR en GEO grenstoestanden wordt in NEN-EN 1990 onderscheid gemaakt tussen:

- Blijvende en tijdelijke belastingen:
Verreweg de meeste belastingen of combinaties van belastingen vallen onder deze categorie, zoals de hoogwaterbelasting. De rekenwaarde voor het belastingeffect (E_d) volgt uit formule 6.10a ($E_{d,a}$) en formule 6.10b ($E_{d,b}$) in NEN-EN 1990, waarbij geldt:

$$E_d = \max(E_{d,a}; E_{d,b}) \quad 7.8$$

- Buitengewone belastingen:
De rekenwaarde voor het belastingeffect (E_d) volgt uit formule 6.11a uit NEN-EN 1990.

De hoogwaterbelasting valt onder de blijvende of tijdelijke belastingen. In paragraaf 7.10.2 wordt specifiek op ontwerpverificatie ten aanzien daarvan ingegaan. Bij de overige te beschouwen belastingen dient de ontwerper zelf na te gaan in welke categorie ze vallen.

7.9 **Stappenplan ontwerpverificatie**

Het stappenplan is opgenomen in de onderstaande Figuur 33. Het vertrekpunt van het stappenplan is een voorlopig ontwerp van het waterkerende kunstwerk. De ruimtelijke inpassing en de vormgeving zijn reeds, mede op basis van andere functies, bepaald. Daarbij zijn voorlopige dimensies en materiaalsoorten aan constructieonderdelen toegekend op basis van functionele overwegingen of vuistregels.

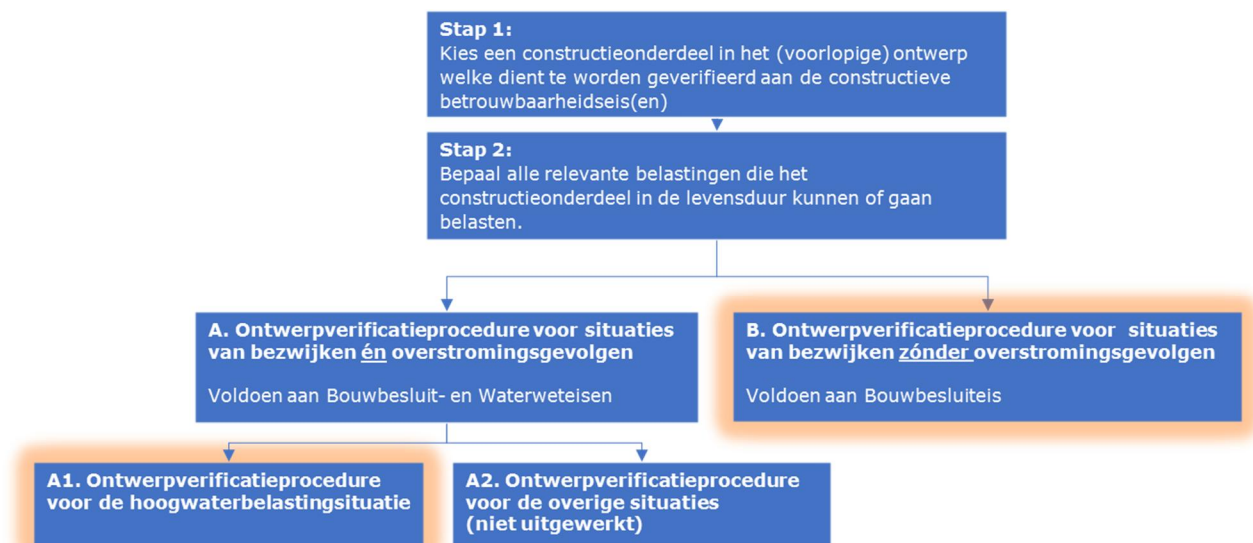
In het onderstaande stappenplan is geschetst hoe vervolgens stap voor stap op semi-probabilistische wijze kan worden geverifieerd of de constructieonderdelen voldoende sterk en stabiel zijn om aan de betrouwbaarheidseisen uit Waterwet en Bouwbesluit te voldoen. Een andere volgorde kan worden gevolgd, zolang alle stappen maar worden gezet. Uiteraard kan er ook probabilistisch worden verifieerd, maar slechts in beperkte gevallen zal dat meerwaarde hebben. Vandaar dat het stappenplan voor de probabilistische verificatie is opgenomen in Bijlage E.

Hieronder volgt een beknopte toelichting op de aangegeven stappen:

Stap 1. In deze stap wordt het constructieonderdeel of de combinatie van constructieonderdelen gekozen welke dient te worden geverifieerd aan de

betrouwbaarheidseisen. Alle constructieonderdelen dienen uiteindelijk geverifieerd te worden.

Stap 2. Voor het in stap 1 gekozen constructieonderdeel of de gekozen combinatie van onderdelen dient nagegaan te worden welke belastingen van belang zijn. Zo zal een funderingspaal niet belast worden door een schroefstraalbelasting en een houten puntdeur niet door een wegverkeersbelasting. Zie paragraaf 7.10 voor alle mogelijke belastingen.



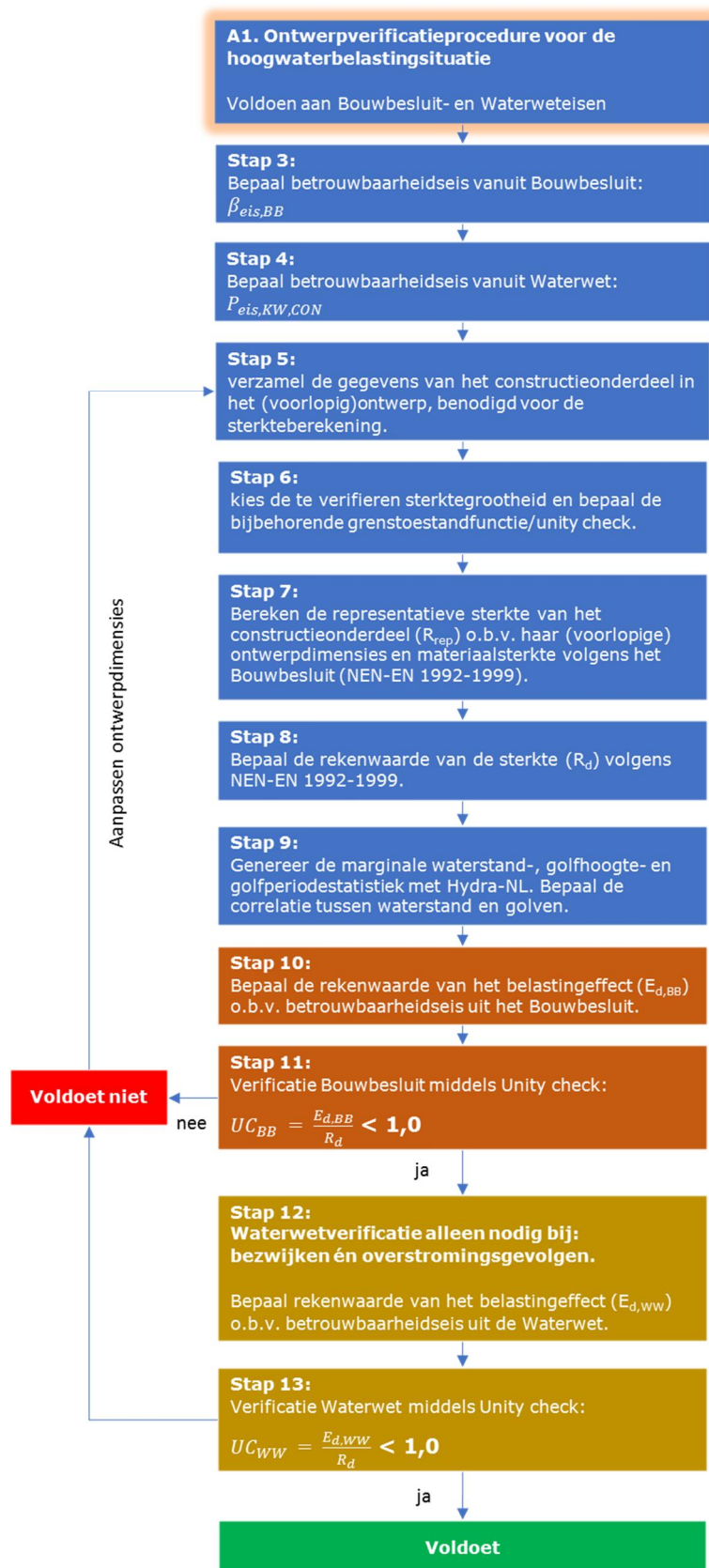
Figuur 33 Stappenplan voor ontwerp faalmechanisme *constructief falen*

Vervolg toelichting op stappenplan:

A of B Er wordt onderscheid gemaakt tussen de verificatieprocedure voor situaties waarbij naast bezwijken óók een overstroming optreedt (A) en voor overige situaties waar alleen bezwijken optreedt (B). In geval van (A) dienen de betrouwbaarheidseisen uit zowel de Waterwet als het Bouwbesluit beschouwd te worden. In alle overige situaties (B) hoeft alleen te worden gekeken naar de betrouwbaarheidseisen uit het Bouwbesluit.

A1 of A2 Zoals aangegeven in paragraaf 7.8.1 zijn voor de situaties dat bezwijken én een overstroming optreedt (A) alleen semi-probabilistische rekenregels beschikbaar voor de hoogwaterbelastingssituatie. De verificatie hiervoor is uitgewerkt in sub-stappenplan A1 (zie Figuur 34). Voor de overige situaties (A2) waarbij bezwijken én een overstroming optreedt ontbreken momenteel semi-probabilistische rekenregels gebaseerd op de Waterwet om dat te doen. In lijn met de huidige ontwerppraktijk wordt aanbevolen om dan een semi-probabilistische verificatie volgens het Bouwbesluit met de hoogste betrouwbaarheidseis (CC3) en bijbehorende partiële veiligheidsfactoren uit te voeren volgens procedure B. Wanneer het ontwerp dan voldoet zal praktisch zeker ook voldaan worden aan de Waterwet.

Verificatieprocedures A1 en B zijn verder uitgewerkt in respectievelijk Figuur 34 en Figuur 35.



Figuur 34 Stappenplan ontwerpverificatie A1 voor hoogwaterbelastingssituatie

7.9.1

Ontwerpverificatieprocedure voor de hoogwaterbelastingsituatie (A1)

- Stap 3. De betrouwbaarheidseis vanuit het Bouwbesluit is afhankelijk van de geëiste Consequence Class, zie paragraaf 7.7.2.
- Stap 4. De betrouwbaarheidseis voor constructief falen vanuit de Waterwet wordt afgeleid van de overstromingskansseis behorende bij het normtraject waarin het kunstwerk wordt aangelegd, zie paragraaf 7.7.1.
- Stap 5. Zie voor informatie het (voorlopig)ontwerp. De ontwerpverificatie van het constructieonderdeel, of combinatie van onderdelen, ten aanzien van de belastingsituatie (hoog)waterkeren behelst een controle of de sterkte groot genoeg is om de belasting te weerstaan. Daartoe dienen sterkteberekeningen gemaakt te kunnen worden, waarvoor informatie over de dimensies en materiaalsoort benodigd is.
- Stap 6. Zie paragraaf 7.5. Het constructieonderdeel of de combinatie van onderdelen kan op vele manieren bezwijken, bijvoorbeeld door een tekort aan momentcapaciteit of door een te kleine weerstand tegen knik. De grenstoestandfunctie kan ook uitgedrukt worden als een unity check (UC). In sommige gevallen is de UC reeds voorgeschreven in de Eurocodes en hoeft de grenstoestandfunctie niet meer te worden bepaald (zie paragraaf 11.6 van hoofdstuk 11 Casus).
- Sterkte: Te bepalen met behulp van de regels uit de constructiemechanica of middels een specialistische EEM-berekening. Dit valt buiten de scope van de Werkwijzer.
 - Belasting: De belasting op de constructie heeft een belastingeffect op de constructie. In het geval van (hoog)waterkeren bestaat de belasting uit verval, golven en eigen gewichtsbelasting, zie voor het belastingeffect paragraaf 7.10.2.

Voorbeeld

Het gekozen constructieonderdeel betreft een gording in een deur, die geschematiseerd kan worden als ligger op twee steunpunten met een verdeelde belasting q . Er dient te worden geverifieerd of het gekozen IPE-profiel voldoende is om het optredende moment ten gevolge van hydraulische belasting te kunnen weerstaan.

- De hydraulische belasting resulteert in een verdeelde lijnbelasting q op de gording
- Het maximale veldmoment $M_{belasting} = \frac{q \cdot l^2}{8}$
- De sterkte van de gording uitgedrukt in momentcapaciteit $M_{sterkte} = \sigma_{max} \cdot W$
- Grenstoestandfunctie: $Z = M_{sterkte} - M_{belasting} = \sigma_{max} \cdot W - \frac{q \cdot l^2}{8}$
- Equivalente uitdrukking: $Z = 1 - \frac{M_{belasting}}{M_{sterkte}}$
- Constructieonderdeel voldoet als: $Z \geq 0$
- Uitgedrukt in UC voor semi-probabilistische verificatie: $UC = \frac{M_{belasting,d}}{M_{sterkte,d}} \leq 1$

- Stap 7. Gebruikmakend van de wiskundige relatie voor de sterkte uit stap 6, de materiaalsoort en de voorlopige dimensies van het constructieonderdeel uit stap 5 bepaalt de constructeur met behulp van NEN-EN 1992 t/m 1999 (keuze afhankelijk van soort materiaal) de representatieve sterkte R_{rep} van de beschouwde sterktegrootte, zoals bijvoorbeeld de momentcapaciteit of de dwarskrachtcapaciteit.

Voorbeeld

In dit geval wordt R_{rep} uitgedrukt in $M_{sterkte,rep} = \sigma_{rep} \cdot W$

- σ_{rep} = representatieve buigsterkte (NEN-EN 1992 t/m 1999)
- W = weerstandsmoment van het constructieonderdeel

- Stap 8. Met behulp van NEN-EN 1992 t/m 1999 (keuze afhankelijk van soort materiaal) bepaalt de constructeur de materiaalfactor γ_m en daarmee de van de sterkte R_d .

Voorbeeld

In dit geval wordt R_d uitgedrukt in $M_{sterkte,d} = \frac{M_{sterkte,rep}}{\gamma_m}$

Opgemerkt wordt dat de materiaalfactoren en formules met rekenwaarden voor de sterkte (weerstand) in NEN-EN 1992 t/m 1999 zijn afgeleid voor CC2. De factoren hoeven niet, zoals in het verleden, aangepast te worden wanneer men een Waterwetverificatie uitvoert. Bij het bepalen van de rekenwaarde van de belasting (E_d) met de standaard methode (paragraaf 7.10.2) is hier reeds rekening mee gehouden.

- Stap 9. De hydraulische belasting is locatiespecifiek. Op dit moment is het nog niet mogelijk om met belastingmodellen de lokale statistiek van de hydraulische belasting te bepalen. Daarom zal de constructeur op basis van de buiten- en binnenwaterstand, de golfhoogte en de golfperiode de hydraulische belasting zelf moeten bepalen. De marginale statistieken kunnen worden bepaald met Hydra-NL, zie ook hoofdstuk 2 *Hydraulische belastingen*. Om deze statistieken te combineren tot de statistiek van de hydraulische belasting op de constructie dient de onderlinge correlatie bekend te zijn, zie voor een toelichting paragraaf 7.10.2.1.

Bouwbesluitverificatie:

- Stap 10. Het belastingeffect $E_{d,BB}$ wordt bepaald middels formules 6.10a en 6.10b en de betrouwbaarheidseis vanuit het Bouwbesluit, zie paragraaf 7.10.2. Resumé: ten aanzien van de hoogwaterbelastingssituatie is de uitwerking van 6.10a opgenomen in Bijlage C en van 6.10b in paragraaf 7.10.2 (de 'standaardmethode').

Voorbeeld

In dit geval wordt E_d uitgedrukt in $M_{belasting,d}$

- Stap 11. De feitelijke verificatie betreft de unity check: het constructieonderdeel of combinatie van onderdelen voldoet wanneer $UC < 1,0$.
- Indien $UC < 1,0$: ga verder met stap 12 en/of ga na of aanscherping van het ontwerp gunstig is.

- Indien $UC > 1,0$: verder met stap 5 waarbij de dimensies en wellicht zelfs de materiaalsoort wordt aangepast. Vervolgens dienen de opvolgende stappen weer doorlopen te worden. Men kan ook kiezen om eerst verder gaan met stap 12 en de Waterwetverificatie af te ronden. Het kan zijn dat volgens de Waterwet het onderdeel nog sterker wordt afgekeurd.

Voorbeeld

$$\text{In dit geval geldt: } UC = \frac{M_{\text{belasting},d}}{M_{\text{sterkte},d}}$$

Waterwetverificatie:

Stap 12. Het belastingeffect $E_{d,ww}$ wordt bepaald middels formules 6.10a en 6.10b en de betrouwbaarheidseis vanuit de Waterwet, zie paragraaf 7.10.2. Resumé: ten aanzien van de hoogwaterbelastingssituatie is de uitwerking van 6.10a opgenomen in Bijlage C en van 6.10b in Figuur 36 (de 'standaardmethode').

Voorbeeld

Idem aan Bouwbesluitverificatie.

Stap 13. De feitelijke verificatie betreft de unity check:

- Indien $UC < 1,0$:
 - Het constructieonderdeel voldoet voor de betreffende sterktegrootheid. Ga verder met stap 6 waarbij alle andere relevante sterktegrootheden worden geverifieerd. Naast bijvoorbeeld de momentcapaciteit van een ligger dient ook de dwarskracht en wellicht ook de stabiliteit van het profiel te worden geverifieerd.
 - Wanneer het constructieonderdeel ten aanzien van alle relevante sterktegrootheden voldoet, kan een volgend constructieonderdeel worden gekozen en starten we opnieuw bij stap 1.
- Indien $UC > 1,0$: ga verder met stap 5 waarbij de dimensies en wellicht zelfs de materiaalsoort worden aangepast. Vervolgens dienen de opeenvolgende stappen opnieuw doorlopen te worden.

7.9.2

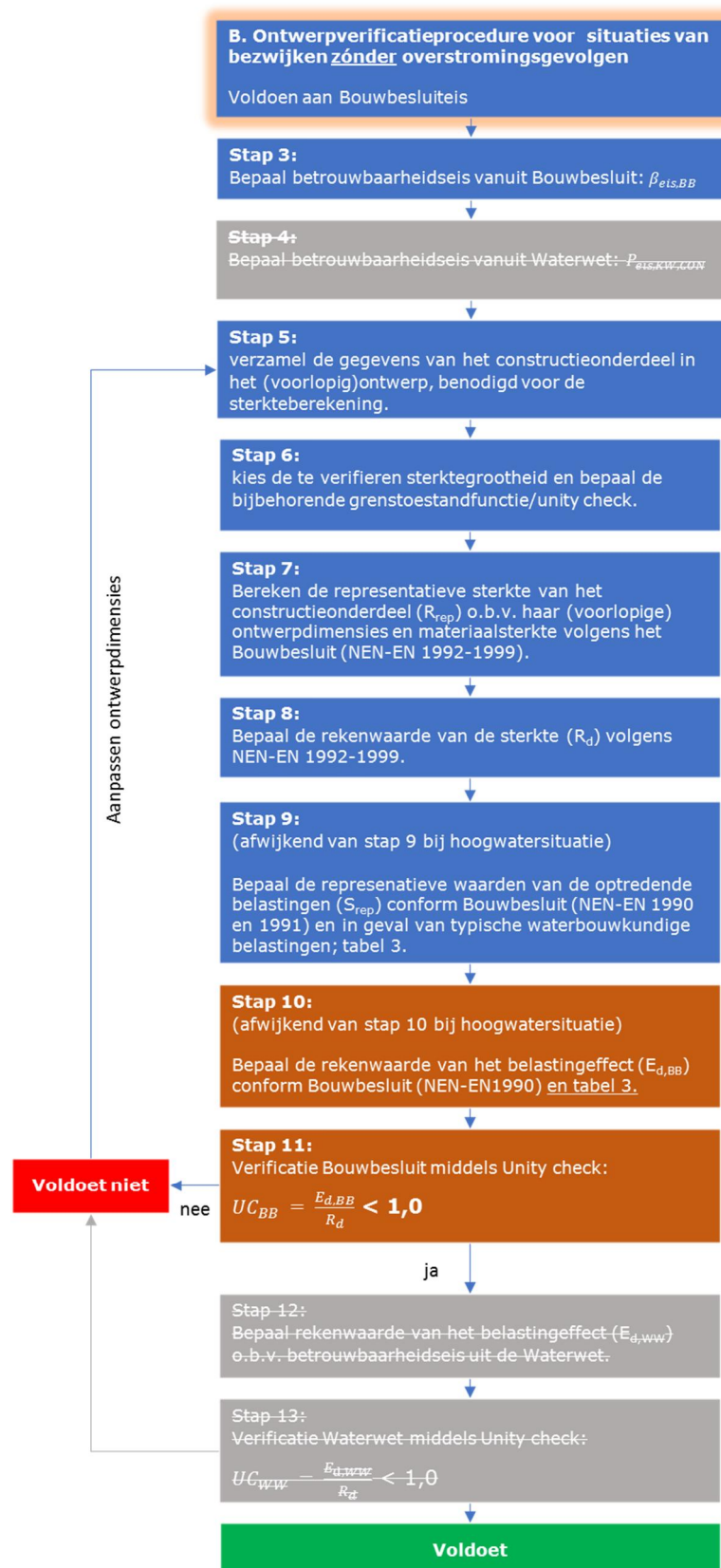
Ontwerpverificatieprocedure voor overige belastingssituaties (B)

De ontwerpverificatieprocedure voor 'overige belastingen' is zonder Waterwetverificatie. Zoals bij keuze A of B is besproken wordt aanbevolen om te kiezen voor betrouwbaarheidseis behorende bij CC3 in het geval de betreffende belasting toch voor een significant overstromingsrisico zorgt. De onderstaande beschrijving van procedure B beperkt zich tot de verschillen met de procedure voor de hoogwaterbelasting:

Stap 4/12/13: N.v.t.

Stap 9. In procedure B hoeft geen belastingstatistiek te worden gegenereerd. De representatieve waarde van de belasting kan voor algemene belastingen direct uit de Eurocodes NEN-EN 1992-1999 worden verkregen en voor typische belastingen op waterbouwkundige kunstwerken uit Tabel 11.

Stap 10. De rekenwaarde van belastingen kan worden bepaald met de belastingfactoren uit NEN-EN1990/1991 en de representatieve waarden uit stap 9. Waarbij voor belastingen typisch voor waterbouwkundige constructies gebruik kan worden gemaakt van Tabel 11.



Figuur 35: Stappenplan ontwerpverificatie B. overige belastingen

7.10 Belastingen

Bij het bepalen van het belastingeffect dienen alle combinaties van belastingen die tijdens de bouwfase, het gebruik en het onderhoud kunnen optreden, in beschouwing genomen te worden. Waar relevant dient rekening te worden gehouden met het dynamisch karakter van belastingen en de belastingen horend bij de situatie "niet (tijdig) sluiten keermiddel".

Conform de Eurocode NEN-EN 1990 kan onderscheid worden gemaakt tussen permanente, veranderlijke en bijzondere belastingen. In de hierna volgende paragrafen wordt nader ingegaan op het bepalen van de rekenwaarden van deze belastingen. Daarnaast beschouwen we ook nog (bijzondere) gebruiksbelastingen.

7.10.1 Rekenwaarden voor de belasting

Rekenwaarden van belastingen zijn gegeven in NEN-EN 1991. Daarin wordt echter nauwelijks ingegaan op waterbouwkundige constructies, vandaar dat de rekenwaarden van de belangrijkste belastingen op waterkerende kunstwerken zijn opgenomen in Tabel 11. De ontwerper dient zelf conform Stap 2 van het stappenplan in paragraaf 7.9 de relevante combinaties van belastingen te bepalen, gebruik makend van onderstaande Tabel 11 en de belastingen beschreven in NEN-EN 1991. Sommige belastingen sluiten elkaar uit, zodat die niet in combinatie met elkaar hoeven te worden beschouwd.

Tabel 11: Rekenwaarden belastingen typisch voor waterkerende constructies

Belasting	Rekenwaarde als dominante belasting (behorende bij CC2 uit NEN-EN1990)	Rekenwaarde als combinatiebelasting
PERMANENT: Eigen gewicht	(1,35 of 1,0 of 0,9) F_{rep} en paragraaf 7.10.2	Conform NEN-EN1990/NB
Gronddruk	1,0 F_{rep}	
Grondwaterdruk	Zie paragraaf 7.10.4.3	
Zetting	(1,2 of 1,0 of 0,9) u_{rep}	
VARIABEL: Drukverschillen (hoog)waterkeren t.g.v.: - waterstanden - windgolven	Zie paragraaf 7.10.2 Zie paragraaf 7.10.2	Zie paragraaf 7.10.2 Zie paragraaf 7.10.2
Drukverschillen overige waterkerende situaties t.g.v.: - waterstanden - windgolven	Zie paragraaf 7.10.3 Zie paragraaf 7.10.3	Zie paragraaf 7.10.3 Zie paragraaf 7.10.3
Stroming	1,3 F_{50}	1,3 F_1
Scheepsgolven	1,3 F_{rep}	1,3 F_{rep}
Scheepsstroming	1,3 F_{rep}	1,3 F_{rep}
Troskrachten	Zie paragraaf 7.10.5.4	Zie paragraaf 7.10.5.4
Windbelasting	1,5 F_{rep}	1,5 ΨF_{rep} ($\Psi = 0,2$)
Temperatuur	1,5 F_{rep}	1,5 $F_{momentaan}$
Verkeersbelasting	1,35 F_{rep}	1,35 F_{rep}

Belasting	Rekenwaarde als dominante belasting (behorende bij CC2 uit NEN-EN1990)	Rekenwaarde als combinatiebelasting
BIJZONDER: Aanvaring Aardbeving Explosie IJs Stroming (niet sluiten) Vandalisme/sabotage	F_d (zie paragraaf 7.10.6.2) Maatwerk: zie laatste stand van kennis F_{nominaal} F_{CUR166} F_d (zie paragraaf 7.10.6.1) -	0 Maatwerk: zie laatste stand van kennis 0 0 0 -
F_{rep} = Representatieve waarde van de belasting volgens de bouwvoorschriften F_n = Representatieve waarde van de belasting voor variabele belastingen met een herhalingsjijd van n jaar F_{nominaal} = Nominale waarde van de bijzondere belasting		
<u>Aanpassen rekenwaarde voor CC1 en CC3:</u> De bovenstaande factoren voor permanente en variabele belasting gelden voor CC2. Voor CC1 en CC3 worden de factoren voor permanente en variabele belasting vermenigvuldigd met 0,9 respectievelijk 1,1. Dit geldt niet voor belastingen waterstanden en windgolven; voor deze belastingen wordt ook voor de differentiatie verwezen naar paragraaf 7.10.2.		

Naast de genoemde 'externe' belastingen dient met name in geval van waterkerende kunstwerken rekening te worden gehouden met 'interne' belastingen die samenhangen met het gebruik van het kunstwerk. Gedacht kan worden aan de krachten op keermiddelen vanuit de geleiding door de vervorming van opleggingen, de krachten vanuit het bewegingswerk op de keermiddelen indien de beweging bij sluiting door een obstakel op de bodem wordt geblokkeerd, of de vasthoudkracht vanuit het bewegingswerk. Deze werkwijzer geeft daarover geen nadere informatie, maar er moet natuurlijk wel rekening mee worden gehouden. Schade door interne krachten kan uiteindelijk ook consequenties hebben voor de beschikbaarheid van het kunstwerk en daarmee voor de veiligheid.

7.10.2 Hoogwaterbelastingssituatie

In deze paragraaf wordt de hoogwaterbelastingssituatie beschouwd, welke een combinatie is van de hydraulische belasting bij hoogwater en de eigengewichtsbelasting. De hydraulische belasting bestaat daarbij uit de vervalbelasting en de golfbelasting [Ref. 7.3]. Overige belastingen zullen over het algemeen voor deze belastingssituatie niet relevant zijn. Ook de windbelasting niet, omdat in de hoogwaterbelastingssituatie met name constructieonderdelen worden belast die water keren. Het water staat in dat geval dusdanig hoog dat de extra belasting door wind er niet toe doet of nihil is. Overige hydraulische belastingssituaties, zoals bij negatief keren van water of de droogzetsituatie, worden in paragraaf 7.10.3 behandeld.

Doordat het voorlopig ontbreekt aan geschikte belastingmodellen zijn de verval- en de golfbelasting in de kalibratie van de semi-probabilistische werkwijze samengenomen in dé hydraulische belastingsterm (S), waarbij voor S een Gumbelverdeling is aangenomen [Ref. 7.3]. In realiteit is S een functie van de vervalbelasting (V) en de golfbelasting (H):

$$S = f(V, H)$$

7.9

Zoals gemeld in paragraaf 7.8.4.2 wordt de rekenwaarde van het belastingeffect E_d bepaald door het maximum van $E_{d,a}$ en $E_{d,b}$ (formules 6.10a en 6.10b uit de NEN-EN 1990). Wanneer formules 6.10a en 6.10b worden ingevuld voor de hoogwaterbelastingssituatie zijn dus alleen de hydraulische en eigengewichtsbelasting relevant en volgt:

$$\text{Eigen gewicht dominant:} \quad E_{d,a} = k_{FI} \cdot \gamma_G \cdot G_k + \Psi_0 \cdot S_d \quad 6.10a$$

$$\text{Hydraulische belasting dominant:} \quad E_{d,b} = k_{FI} \cdot \gamma_G \cdot \xi \cdot G_k + S_d \quad 6.10b$$

Waarbij:

$E_{d,a}$	Rekenwaarde van het belastingeffect als het eigengewicht dominant is
$E_{d,b}$	Rekenwaarde van het belastingeffect als de hydraulische belasting dominant is
G_k	Karakteristieke waarde eigengewichtsbelasting
K_{FI}	Factor die in geval van de toetsing conform het Bouwbesluit afhangt van de gekozen gevolgklasse CC1, CC2, of CC3 en in geval van verificatie conform de Waterwet gelijk gesteld is aan 1,0
γ_G	Partiële factor voor permanente belastingen
ξ	Reductiefactor voor ongunstige eigengewichtsbelasting
S_d	Rekenwaarde van de hydraulische belasting bij hoogwater
Ψ_0	Belastingcombinatiefactor

In verreweg de meeste gevallen zal 6.10b maatgevend zijn voor de hoogwaterbelastingssituatie. Enkel in het geval dat het eigengewicht 80% of meer van de totale belasting beslaat, kan 6.10a het maatgevende belastingeffect geven.

Voor de eigengewichtsbelasting dient men een belastingfactor (γ_G) te combineren met de karakteristieke waarde van het eigen gewicht (G_k). Voor de hydraulische belasting, uitgedrukt als waterdruk op de constructie, is ervoor gekozen om geen partiële factor toe te passen, maar de overschrijdingskans van de rekenwaarde van de belasting $P(S > S_d)$ voor te schrijven. Met deze overschrijdingskans en de belastingstatistiek kan dan direct de rekenwaarde van S_d worden bepaald. De voorgeschreven overschrijdingskans $P(S > S_d)$ is afgeleid van de constructieve betrouwbaarheidseisen uit de Waterwet (paragraaf 7.10.2.5) en Bouwbesluit (paragraaf 7.10.2.4) [Ref. 7.3]. Het voordeel van deze werkwijze boven de oude werkwijze met een belastingfactor is dat de drukfiguur waarmee wordt gerekend fysisch juist blijft. De overschrijdingskans voor de hydraulische belasting en de belastingfactor voor de eigengewichtsbelasting zijn gekalibreerd met in acht name van modelonzekerheden.

Om de rekenwaarde van de hydraulische belasting te kunnen bepalen is de statistiek van de hydraulische belasting S nodig. Deze wordt bepaald door het verschil tussen de belasting vanuit het buitenwater (buitenwaterstand en golven) en de belasting vanuit het binnenwater. In het navolgende wordt de binnenwaterstand gemakshalve constant verondersteld. In paragraaf 7.10.2.3 wordt nader ingegaan op de rekenwaarde van de binnenwaterstand.

Idealiter zijn de beschikbare instrumenten geschikt voor het bepalen van de rekenwaarde van de belasting vanuit het buitenwater, welke een functie is van de gezamenlijke statistiek van buiten- en binnenwaterstand, golfhoogte en golfperiode.

Op dit moment zijn de instrumenten (zoals Hydra-NL) daar nog niet voor geschikt. Met deze instrumenten kunnen enkel de marginale statistieken van de buitenwaterstand, de significante golfhoogte en golfperiode worden bepaald (in de vorm van overschrijdingsfrequentielijnen)³⁴. Daarnaast is men voor de binnenwaterstand aangewezen op lokale data, hoe daarmee om te gaan is beschreven in paragraaf 7.10.2.3.

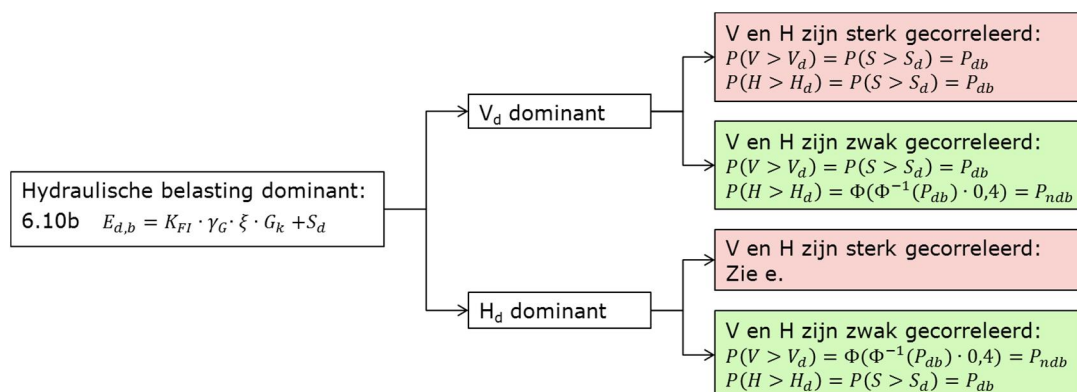
Om de rekenwaarde van de hydraulische belasting S_d te kunnen bepalen, moet worden gewerkt met rekenwaarden van verval V en golfbelasting H . De rekenwaarden van deze variabelen zijn gedefinieerd aan de hand van hun overschrijdingskansen $P(V > V_d)$ en $P(H > H_d)$.

Bij de bepaling van de rekenwaarden V_d en H_d zijn een aantal zaken van belang:

1. Eigengewichtsbelasting dominant:
Wanneer de constructeur inschat dat het eigengewicht 80% of meer van de totale belasting beslaat, dan dient het ontwerp geverifieerd te worden met E_d volgens 6.10a en 6.10b. Aangezien de hydraulische belasting dan niet altijd de dominante belasting is, bezit S_d een relatief hoge overschrijdingskans (lage terugkeertijd). Dit geldt dan ook voor V_d en/of H_d . Omdat dit uitzonderingssituaties zijn voor hoogwater kerende kunstwerken, wordt deze verificatie niet in de hoofdtekst maar in Bijlage C toegelicht.
2. Hydraulische belasting dominant:
Voor hoogwaterkerende kunstwerken zal 6.10b nagenoeg altijd het maatgevende belastingeffect geven, zie ook [Ref. 7.4]. Dan kan men volstaan met enkel een verificatie volgens 6.10b. Als de hydraulische belasting dominant is, dan bezit S_d een relatief kleine overschrijdingskans (grote terugkeertijd). Dit geldt dan ook voor V_d en/of H_d . Dit resulteert in de 'standaardmethode' schematisch weergegeven in Figuur 36.
3. Verval- óf golfbelasting dominant binnen de hydraulische belasting:
In zowel 6.10a als 6.10b kan binnen de hydraulische belasting S_d de verval- of golfbelasting (V_d of H_d) dominant zijn. Vooraf valt niet altijd te bepalen welke dominant is, dan dienen beide belastingcombinaties beschouwd te worden.
4. Correlatie tussen buitenwaterstand en significante golfhoogte:
Als de buitenwaterstand en de significante golfhoogte perfect positief gecorreleerd zijn, dan geldt $P(S > S_d) = P(V > V_d) = P(H > H_d)$. In alle andere gevallen is het conservatief om zowel V_d als H_d te bepalen bij een overschrijdingskans gelijk aan $P(S > S_d)$. Om bovenmatig conservatisme te voorkomen kan dan worden gewerkt met combinatiewaarden. Daarbij zijn er twee mogelijkheden: V_d is dominant of H_d is dominant. De dominante belastingvariabele heeft steeds de kleinste overschrijdingskans. Zie verder paragraaf 7.10.2.1.

³⁴ NB1: met Hydra-NL wordt voor het bepalen van het HBN (vereiste kruinhoogte) wel de gezamenlijke statistiek van buitenwaterstand en golven gebruikt. Zie hoofdstuk 3 *Hydraulische randvoorwaarden*.

NB2: Op het moment van schrijven (juli 2018) worden binnen het WBI de mogelijkheden verkend om met Riskeer voor de zichtjaren t/m ca. 2100 direct de rekenwaarde van de hydraulische belasting S_d behorende bij een voorgeschreven overschrijdingskans te bepalen. Deze toepassing zal op zijn vroegst halverwege 2019 beschikbaar zijn.



Figuur 36: 'Standaardmethode' bepalen overschrijdingskansen rekenwaarden verval- en golfbelasting volgens 6.10b.

- P_{db} = overschrijdingskans in geval van zijnde dominante belasting
- P_{ndb} = overschrijdingskans in geval van zijnde niet-dominante belasting
- Kwantificering P_{db} en P_{ndb} volgens Bouwbesluit en Waterweteis: zie paragrafen 7.10.2.4 en 7.10.2.5.

Zoals in paragraaf 1.3 in het algemeen voor de Werkwijzer is gemeld, is de hier besproken methode voor het bepalen van de rekenwaarden van de hydraulische en eigengewichtsbelasting niet zondermeer geschikt is voor langsconstructies.

7.10.2.1. Correlatie tussen verval- en golfbelasting

In het schema in Figuur 36 dient een inschatting te worden gemaakt van de correlatie tussen de vervalbelasting en de golfbelasting. In het geval van een sterke positieve correlatie tussen buitenwaterstand en golven is de kans groot dat bij het optreden van een hoge waterstand ook sprake is van een grote golfhoogte en -periode. Afhankelijk van de oriëntatie van het kunstwerk kan dit het geval zijn langs de kust waar zowel de waterstand als de golven wind gedomineerd zijn. Wanneer de oriëntatie ongeveer overeenkomt met de dominante windrichting, zullen verval- en golfbelasting sterk gecorreleerd zijn. Als de oriëntatie van het kunstwerk veel afwijkt van de dominante windrichting, welke de waterstand bepaalt langs de kust, dan zijn de verval- en golfbelasting op het kunstwerk niet of nauwelijks gecorreleerd.

In het geval van een zwakke correlatie tussen waterstand en golven zegt het optreden van een bepaalde waterstand weinig over de golfhoogte en -periode. Dit is bijvoorbeeld het geval in het bovenrivierengebied waar de waterstand sterk afvoergedomineerd is terwijl de golven bepaald worden door lokale wind. In deze situatie doet de oriëntatie van het kunstwerk er niet meer toe voor de correlatie tussen de verval- en golfbelasting.

Uiteraard kan de correlatie tussen waterstand en golven ook tussen sterk en zwak liggen. Op dit moment is het niet mogelijk om met Hydra-NL een uitspraak te doen over de correlatie. Vandaar dat wordt aanbevolen om, op de bovenstaande uitzondering van het bovenrivierengebied na, volledige correlatie te veronderstellen.

Wanneer golfhoogten ten opzichte van buitenwaterstand klein zijn is de mate van conservatisme bij deze veronderstelling klein. Maar wanneer verwacht wordt dat op deze wijze onnodig conservatief gerekend wordt, kan via de Helpdesk Water om een advies worden gevraagd.

7.10.2.2. Rekenwaarde golfbelasting

Golfbelasting wordt veroorzaakt door wind. De golfbelasting varieert over de hoogte van het kunstwerk. De golfbelasting kan met meerdere modellen worden berekend en is onder andere afhankelijk van de golfhoogte, golfperiode en hoek van inval. In WBI2017 is het golfbelastingmodel van Goda geïmplementeerd, het meest gebruikte model op dit moment om golfbelastingen op een verticale wand te bepalen. Het model, te gebruiken voor de semi-probabilistische toepassing, is in Bijlage D opgenomen.

Voor het bepalen van de rekenwaarde van de golfbelasting H_d dient gebruik te worden gemaakt van een belastingmodel (bijvoorbeeld model van Goda), de overschrijdingskans van de rekenwaarde $P(H > H_d)$ (zie Figuur 36 en paragrafen 7.10.2.4 en 7.10.2.5) en de gecombineerde statistiek van waterstanden en golfkarakteristieken.

De kansverdeling van de golfbelasting op een kunstwerk ter plaatse van een oeverlocatie is op dit moment met de huidige instrumenten niet te bepalen. Zoals in paragraaf 7.10.2 reeds is aangegeven, wordt noodgedwongen gewerkt met de marginale statistieken van de waterstand en de golfkarakteristieken (Hydra-NL). De marginale statistieken voor de significante golfhoogte (H_s) en golfperiode ($T_{m-1,0}$) zijn omni-directioneel. Dat wil zeggen dat geen rekening is gehouden met een specifieke richting van golfinval.

Tussen de golfhoogte en de golfperiode bestaat een afhankelijkheid. Aanbevolen wordt om volledige correlatie te veronderstellen tussen de golfhoogte en de golfperiode. Dit betekent dat de rekenwaarden van deze variabelen bij dezelfde overschrijdingskans moeten worden bepaald. Voorwaarde hierbij is dat deze correlatie niet leidt tot onrealistische golfsteilheden. Daarbij kan (conservatief) worden verondersteld dat de resulterende golfbelasting hoort bij golven die loodrecht invallen op de constructie.

De werkwijze voor het bepalen van de rekenwaarde van de golfbelasting H_d valt uiteen in de volgende stappen:

1. Bepaal de rekenwaarde van H_s , middels haar marginale statistiek en $P(H_s > H_{s,d}) = P(H > H_d)$, zie Figuur 36 en Tabel 12 en Tabel 13:
2. Bepaal de rekenwaarde van $T_{m-1,0}$, middels haar marginale statistiek en $P(T_{m-1,0} > T_{m-1,0,d}) = P(H > H_d)$
3. Ga uit van een frontale golfaanval
4. Bereken de rekenwaarde van de golfbelasting H_d met behulp van een golfbelastingmodel, bijvoorbeeld het model van Goda (Bijlage D). Deze belasting wordt uitgedrukt in termen van een drukverloop over de hoogte van de constructie.

Met deze werkwijze wordt de bovengrens van de rekenwaarde van de golfbelasting bepaald. Een berekening met een probabilistisch golfbelastingmodel levert altijd een lagere rekenwaarde op.

Een belangrijk gegeven is dat in veel gevallen de golfbelasting relatief klein is ten opzichte van de vervalbelasting. In het rivierengebied zijn de golven meestal klein doordat de strijklengte veelal kort is en daar waar grote golven te verwachten zijn, wordt veelal gewerkt met golfbrekers. Wanneer daarom wordt verwacht dat met bovenstaande werkwijze onnodig conservatief wordt gerekend, kan via de Helpdesk Water om een advies worden gevraagd.

Tot slot wordt opgemerkt dat voor windgolven geen gereduceerde betrouwbaarheidsindex geldt zoals voor winddrukken in de Nederlandse Nationale Bijlage bij EN-EN 1990.

7.10.2.3. Rekenwaarde binnenwaterstand

De binnenwaterstand is in sommige situaties ook onzeker met een bepaalde mate van spreiding, afhankelijk van het gevoerde waterbeheer vlak vóór en tijdens een hoogwater en de oriëntatie van het binnenwater. In veel situaties is de binnenwaterstand begrensd, zoals bij een achterliggend gereguleerd kanaal. De rekenwaarde van de binnenwaterstand $h_{bi,d}$ kan als volgt worden bepaald.

Indien de binnenwaterstand tijdens hoogwater niet bekend is, of niet gecontroleerd wordt, kan als vertrekpunt de gemiddelde waterstand tijdens het winterseizoen worden genomen omdat de waterstand van het watersysteem tijdens een hoogwater vanwege kwel en eventuele afname van lozingscapaciteit vrijwel altijd hoger zal zijn. Indien sprake is van een begrensd zomer- en winterpeil kan worden uitgegaan van het winterpeil. Wel moet geverifieerd worden of de waterstand bij het kunstwerk als gevolg van afwaaien en afmalen niet alsnog lager kan zijn. Afstemming met de beheerder omtrent de ervaringen met recente hoogwaterperiodes is gewenst bij het bepalen van de rekenwaarde van de binnenwaterstand.

Wanneer de binnenwaterstand onzeker is en men hiervan statistiek tijdens hoogwaters heeft, kan ook worden gewerkt met een overschrijdingskans van $h_{bi,d}$, waarbij de binnenwaterstand als de niet-dominante waterstand binnen de vervalbelasting wordt opgevat:

$$P(h_{bi} > h_{bi,d}) = \Phi(-0,4 \cdot \Phi^{-1}(P(V > V_d))) \quad 7.10$$

Hierin is:

h_{bi}	Laagste binnenwaterstand ten opzichte van NAP in een periode van een jaar [m]
$h_{bi,d}$	Rekenwaarde van de binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m]
$\Phi(\dots)$	Standaardnormale verdeling
$\Phi^{-1}(\dots)$	Inverse van de standaardnormale verdeling
$P(V > V_d)$	Overschrijdingskans van de rekenwaarde van de vervalbelasting in een periode van een jaar [-]

Deze benadering veronderstelt dat het belastingeffect van de buitenwaterstand dominant is, hetgeen praktisch altijd het geval is.

7.10.2.4.

Aanbevolen rekenwaarden voor verificaties op basis van het Bouwbesluit
Ten behoeve van de verificatie volgens het Bouwbesluit met vergelijking 6.10b uit de NEN-EN 1990 kan gebruik worden gemaakt van de 'standaardmethode' (Figuur 36) en de onderstaande tabel. Hierbij dienen de overschrijdingskansen van de rekenwaarden van de verval- en golfbelasting bepaald te worden met de 1-jaarbelastingstatistiek voor het laatste (veelal 100^e) levensjaar, afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis $\beta_{eis,BB}$ (zie paragraaf 7.7.2). Dit is ook het geval bij een dominante eigengewichtsbelasting.

Tabel 12 Voorgeschreven overschrijdingskansen en parameterwaarden volgens 6.10b bij verificatie
 Bouwbesluit

Gevolg- klasse	$\beta_{eis, BB}$ voor referentie- periode gelijk aan levensduur	$P(S > S_d) = P_{db} [-]$ Betrekken op 1- jaarsstatistiek in het laatste levensjaar	$P_{ndb} [-]$ Betrekken op 1- jaarsstatistiek in het laatste levensjaar	K_{FI}^*	ξ^*	γ_G^*
CC1	3,3	$5,0 \cdot 10^{-4}$	$9,4 \cdot 10^{-2}$	0,9	0,89	1,35 of 0,9**
CC2	3,8	$9,0 \cdot 10^{-5}$	$6,7 \cdot 10^{-2}$	1,0	0,89	1,35 of 0,9**
CC3	4,3	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$4,4 \cdot 10^{-2}$	1,1	0,89	1,35 of 0,9**

* waarde conform NEN-EN 1990/NB

** 1,35 in geval van ongunstig werkend en 0,9 in geval van gunstig werkend eigen gewicht
 De overschrijdingskansen in de tabel zijn gekalibreerd met in acht name van modelonzekerheden

Bij een verificatie volgens 6.10b, de toepassing van CC3 uit het Bouwbesluit en bij gebruik van de vaste faalkansbegroting (Tabel 1) en van de default N-waarde (= 3); is een verificatie op basis van de Waterwet niet meer nodig. Het Bouwbesluit is in dat geval altijd maatgevend voor het belastingeffect $E_{d,b}$.

Zoals eerder benoemd, wordt voor een verificatie volgens 6.10a verwezen naar Bijlage C.

In de Casus in hoofdstuk 11 is een praktische uitwerking van de aanbevolen rekenwaarden op basis van het Bouwbesluit opgenomen, zie paragraaf 11.6.10.

7.10.2.5. Aanbevolen rekenwaarden voor verificaties op basis van de Waterwet

Belastingstatistiek in welk levensjaar van de constructie?

Bij de verificatie op basis van de Waterwet moet bij het bepalen van de belastingstatistiek onderscheid worden gemaakt tussen de situatie dat de eigen gewichtsbelasting dominant is (6.10a) en de situatie dat de hydraulische belasting dominant is (6.10b):

- Bij de verificatie bij een dominante eigengewichtsbelasting (6.10a) moet worden uitgegaan van de belastingstatistiek in het 1^{ste} levensjaar van de constructie. Dit is verschillend ten opzichte van verificaties op basis van het Bouwbesluit.
- Bij een verificatie met een dominante hydraulische belasting moet worden uitgegaan van de belastingstatistiek voor het laatste (veelal 100^e) levensjaar van de constructie. Hierbij moet het subtiele verschil tussen falen en bezwijken in acht worden genomen, zie paragraaf 7.4.

Hydraulische belasting dominant

Indien de hydraulische belasting dominant is, hoeft het belastingeffect enkel volgens 6.10b bepaald te worden. De overschrijdingskansen uit de 'standaardmethode' (Figuur 36) P_{db} en P_{ndb} en de parameterwaarden ten behoeve van de eigengewichtsbelasting zijn gekwantificeerd in Tabel 13. Hierbij dienen P_{db} en P_{ndb} dus betrokken te worden van de 1-jaarbepalingsstatistiek in het laatste (veelal 100^e) levensjaar.

De aan te houden waarden van P_{db} en P_{ndb} en de partiële factor voor de eigengewichtsbelasting zijn gegeven in respectievelijk Figuur 37 en Figuur 38 als functie van de faalkanseis $\beta_{eis,KW,CON}$:

$$\beta_{eis,KW,CON} = -\Phi^{-1}(P_{eis,KW,CON}) \quad 7.11$$

Hierin is:

$\beta_{eis,KW,CON}$ Faalkanseis uitdrukt in een betrouwbaarheidsindex voor *constructief falen en geen falen door overloop/overslag* voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref} = 1$ jaar [-]. Zie paragraaf 7.7.1.

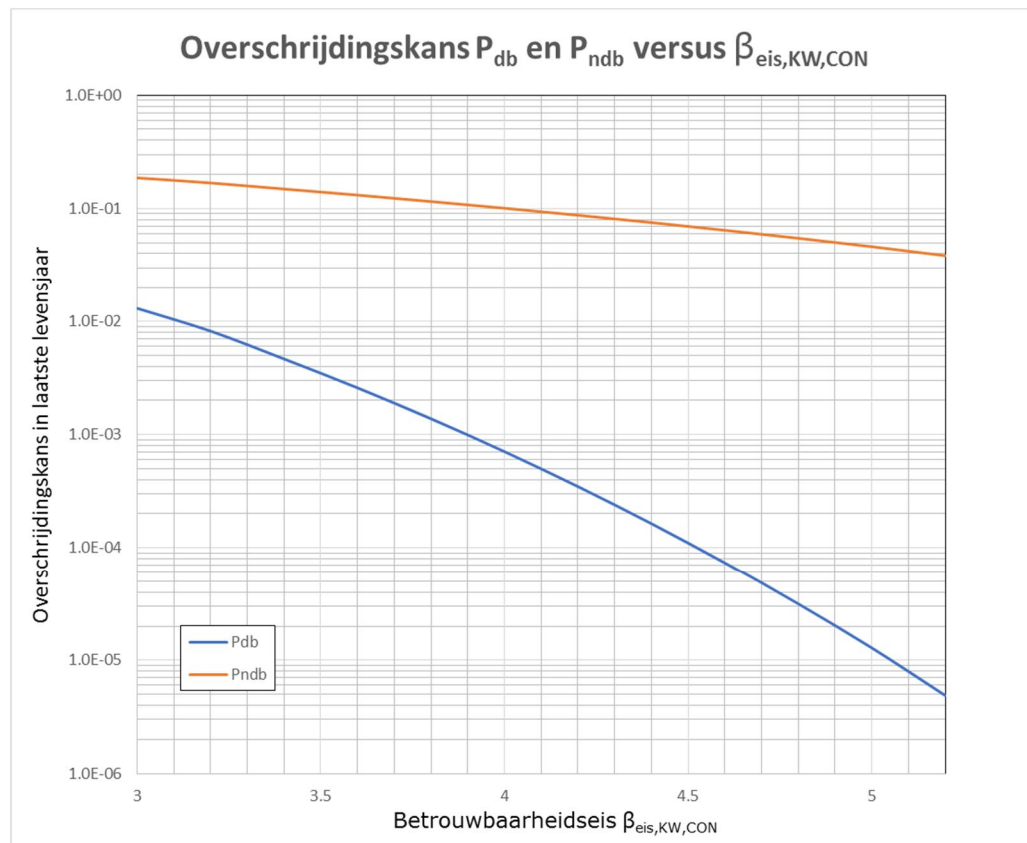
$\Phi^{-1}(\dots)$ Inverse van de standaardnormale verdeling

Tabel 13 Aanbevolen overschrijdingskansen en parameterwaarden volgens 6.10b bij verificatie Waterwet

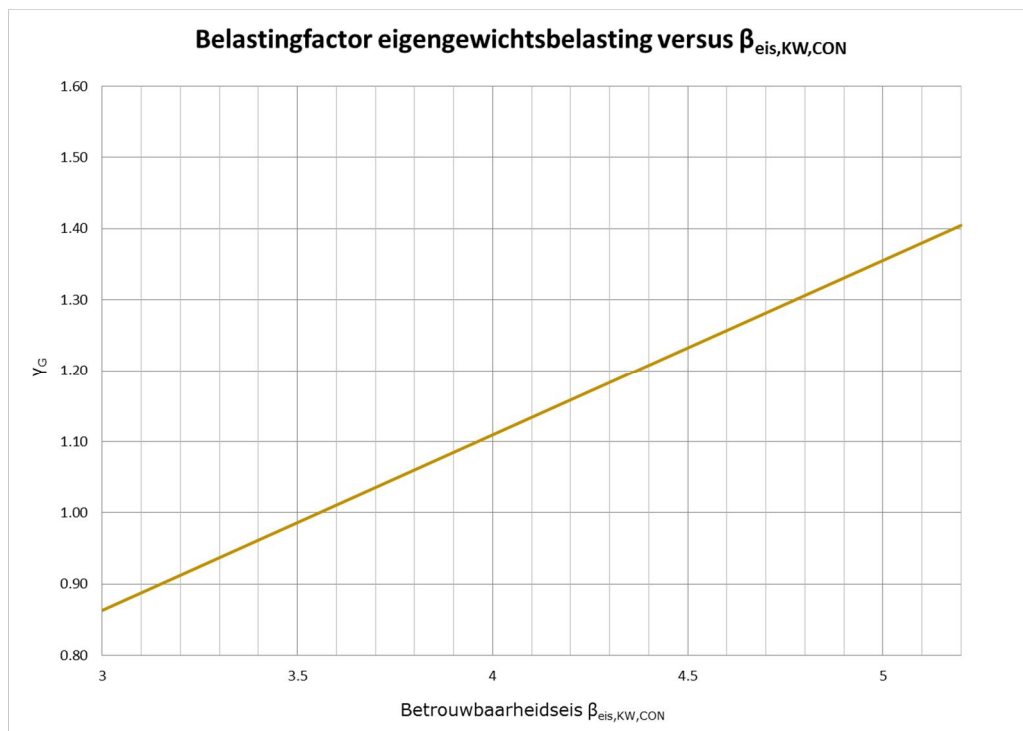
Parameters	Aanbevolen waarden
K_{FI}	1,0
ξ	0,89
Ψ_0	0,6
γ_G	Zie Figuur 38
P_{db} en P_{ndb} [-] Betrekken op 1-jaarsstatistiek in het laatste levensjaar	Zie Figuur 37

NB1: De overschrijdingskansen en de belastingfactor voor de eigengewichtsbelasting zijn gekalibreerd rekening houdend met modelonzekerheden.

NB2: In de P_{db} en P_{ndb} is de correctie van de materiaalfactoren verwerkt. De materiaalfactoren in NEN-EN 1992-1999 zijn namelijk gebaseerd op CC2.



Figuur 37 Aanbevolen overschrijdingskansen verval- en golfbelasting P_{db} en P_{ndb} volgens 6.10b bij verificaties op basis van de Waterwet



Figuur 38 Aanbevolen partiële factor voor eigengewichtsbelasting bij verificaties op basis van de Waterwet in geval van een dominante hydraulische belasting.

Bij een verificatie volgens 6.10b, de toepassing van CC3 uit het Bouwbesluit en bij gebruik van de vaste faalkansbegroting (Tabel 1) en van de default N-waarde (= 3); is een verificatie op basis van de Waterwet niet meer nodig. Het Bouwbesluit is in dat geval altijd maatgevend voor het belastingeffect $E_{d,b}$.

Eigengewichtsbelasting dominant

Wanneer de constructeur inschat dat het eigengewicht 80% of meer van de totale belasting beslaat, dient tevens de verificatie in het 1^{ste} levensjaar te worden uitgevoerd, waarbij het belastingeffect middels 6.10a wordt bepaald. Omdat dit uitzonderingssituaties zijn, wordt deze verificatie niet in de hoofdtekst maar in Bijlage C toegelicht.

In de casus in hoofdstuk 11 is een praktische uitwerking van de aanbevolen rekenwaarden op basis van de Waterwet opgenomen, zie paragraaf 11.6.12.

7.10.3 *Overige hydraulische belastingen*

In deze paragraaf worden overige hydraulische belastingen behandeld, namelijk de belastingen die horen bij het keren van water in dagelijkse situaties, bij een negatief verval en bij het keren van water in incidentele situaties. De methode om rekenwaarden voor deze hydraulische belastingen af te leiden is uitgewerkt aan de hand van een fictief voorbeeld van een schutsluis. Bij de uitwerking is gebruik gemaakt van [Ref. 7.6].

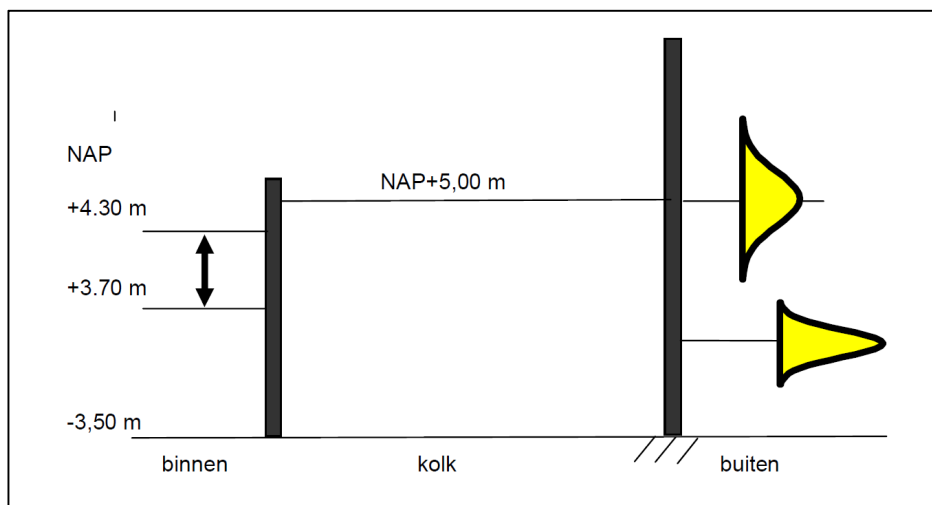
7.10.3.1. Voorbeeld schutsluis

De te ontwerpen schutsluis in dit voorbeeld maakt onderdeel uit van een normtraject welke volgens de Waterwet een ondergrenswaarde heeft van 1/10.000 per jaar. In de vraagspecificatie is CC2 geëist met een ontwerplevensduur van 50

jaar. De bodemhoogte van de sluis dient op NAP+3,50 meter komen te liggen. Het kunstwerk zal een kanaal (binnen) met het buitenwater (buiten) gaan verbinden. Het schutproces wordt gestaakt bij waterstanden hoger dan NAP+5,00 meter en lager dan NAP+3,00 meter. De kans op niet sluiten per sluitvraag (P_{ns}) van het buitenhoofd is gelijk aan 10^{-3} per vraag.

Tabel 14: schutpeilen in het voorbeeld schutsluis

Parameters	Waarden
Schutpeil minimum	NAP+3,00 m
Schutpeil maximum	NAP+5,00 m



Figuur 39 Schematische weergave van waterstanden voorbeeld schutsluis. De getoonde kansverdelingen zijn de kansverdelingen van de jaarminima en de jaarmaxima van de buitenwaterstand.

Kanaalpeilen

Het kanaal betreft een beheerst watersysteem met gehandhaafde peilen volgens Tabel 15. Er wordt vanuit gegaan dat er nauwelijks tot geen onzekerheid is ten aanzien van deze maximale en minimale kanaalpeilen, ofwel de rekenwaarde van de waterstandbelasting door kanaalwater kan direct van deze kanaalpeilen worden afgeleid.

Tabel 15 Kanaalpeilen in het voorbeeld schutsluis

Parameters	Waarden
Kanaalpeil minimum	NAP+3,70 m
Kanaalpeil maximum	NAP+4,30 m

Het buitenwater

Het buitenwater betreft een fictieve rivier met een onzekere waterstand. De sluis ligt op een beschutte locatie zodat de golfbelasting nihil is. In dit voorbeeld worden de jaarmaxima en jaarminima van de buitenwaterstand beschreven door Gumbelverdelingen. Door klimaatontwikkelingen zal de buitenwaterstandverdeling in het laatste levensjaar het ongunstigst zijn, vandaar dat de Gumbelverdelingen voor het 50^e levensjaar zijn weergegeven in Figuur 40.

In een ontwerpogave in de praktijk kan de waterstandstatistiek uiteraard ook een andere verdeling hebben, of zoals in de meeste gevallen een datareeks uit bijvoorbeeld Hydra-NL. De wijze waarop de waterstandstatistiek is bepaald heeft geen consequentie voor de voorliggende werkwijze.

Waterstandstatistiek voor jaarmaximum bij voorbeeld schutsluis

Parameters	Waarden*
Buitenwater jaarmaximum	$\mu_{h,max} = \text{NAP} + 5,00 \text{ m}$ $B_{max} = 0,50 \text{ m}$

* behorende bij jaarstatistiek in het 50^{ste} levensjaar

Het jaarmaximum wordt beschreven met behulp van een Gumbelverdeling voor maxima (onderschrijdingskans):

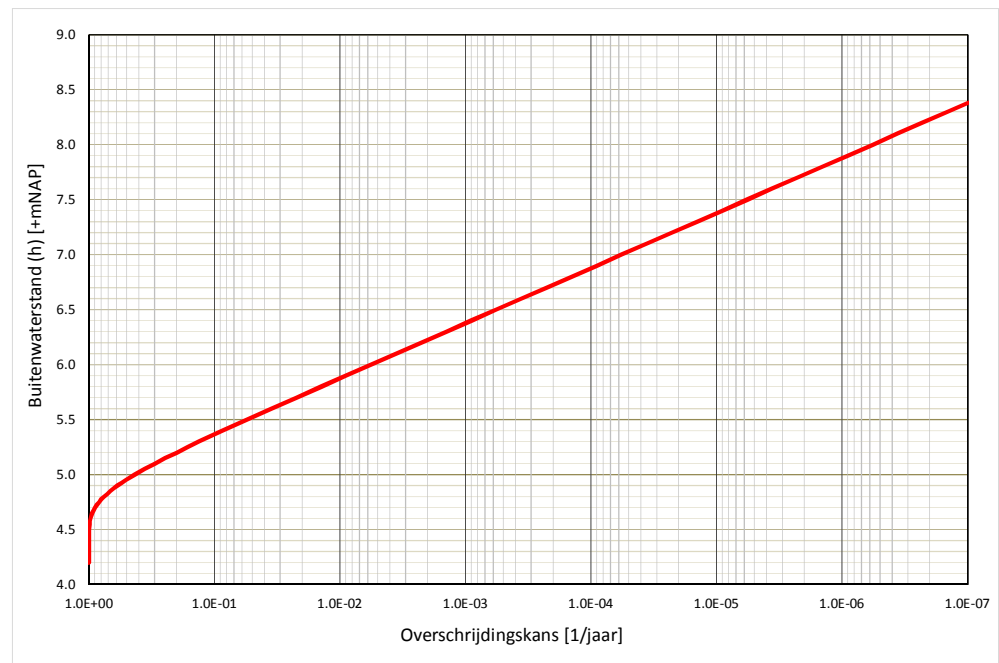
$$F_{h,max}(h) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{2,3(h - u_{max})}{B_{max}}\right)\right)$$

Waarbij:

$$u_{max} = \mu_{h,max} - \frac{\gamma \cdot B_{max}}{2,3} = \mu_{h,max} - 0,25 \cdot B_{max} = \text{NAP} + 4,88 \text{ m}$$

Met:

- h Buitenwaterstand
- u_{max} Liggingsparameter van buitenwaterstand jaarmaximum
- B_{max} Decimeringshoogte jaarmaximum
- γ Constante van Euler (= 0,577)
- $\mu_{h,max}$ Gemiddelde waarde van het jaarmaximum



Figuur 40 Jaarmaximum waterstandstatistiek in het 50^e levensjaar

Waterstandstatistiek voor jaarminimum bij voorbeeld schutsluis

Parameters	Waarden*
Buitenwater jaarminimum	$\mu_{h,min} = \text{NAP}-0,30 \text{ m}$ $B_{min} = 0,20 \text{ m}$

* behorende bij jaarstatistiek in het 50^{ste} levensjaar

Het jaarminimum wordt beschreven met behulp van een Gumbelverdeling voor minima (onderschrijdingskans):

$$F_{h,min}(h) = 1 - \exp\left(-\exp\left(\frac{2,3(h - u_{min})}{B_{min}}\right)\right)$$

Waarbij:

$$u_{min} = \mu_{h,min} + \frac{\gamma \cdot B_{min}}{2,3} = \mu_{h,min} + 0,25 \cdot B_{min} = \text{NAP} - 0,25 \text{ m}$$

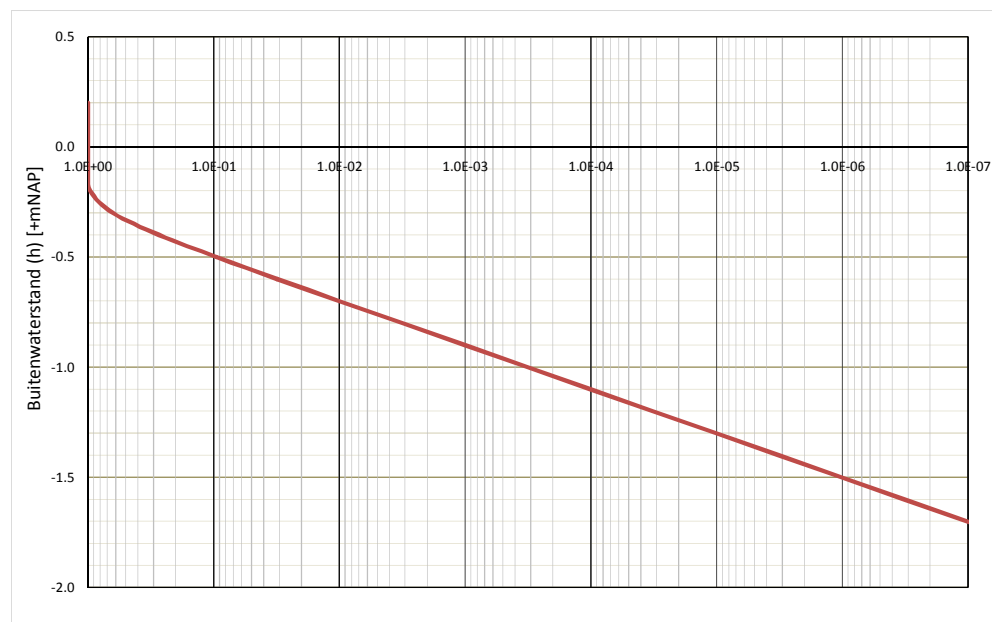
Met:

u_{min} Liggingsparameter van buitenwaterstand jaarminimum

B_{min} Decimeringshoogte jaarminimum

$\mu_{h,min}$ Gemiddelde waarde van het jaarminimum

$\mu_{h,min}$ Gemiddelde waarde van het jaarminimum



Figuur 41: Jaarminimum waterstandstatistiek in het 50^e levensjaar

7.10.3.2. Rekenwaarden hydraulische belasting voor dagelijkse situaties
 Onder waterkeren in dagelijkse situaties worden hier vaak voorkomende belastingssituaties door waterstandsverschillen en golven verstaan waarbij de buitenwaterstand hoger is dan de binnenwaterstand, bijvoorbeeld tijdens het schutproces.

Voor waterkerende kunstwerken in primaire waterkeringen zijn de buitenwaterstand (en de golfcondities) onzeker met een grote spreiding, zoals ook in het voorbeeld. In dagelijkse belastingssituaties, zoals tijdens het schutten, zijn de buitenwaterstand en

de golfcondities echter begrensd met in geval van schutten een maximum en minimum schutpeil. Sinds de invoering van de Eurocode in 2012 signaleert Rijkswaterstaat de tendens dat deze dagelijkse belastingen (die zijn begrensd door de maxima en minima van het schuitpeil en het kanaalpeil) worden opgevat als variabele belastingen, waarop de belastingfactoren in de Eurocode worden toegepast (voor CC1: 1,35, voor CC2: 1,5 en voor CC3: 1,65).

Een dergelijke verificatie is onnodig en onjuist. De dagelijkse waterstanden en golfcondities maken namelijk deel uit van de verzameling van alle mogelijke waterstanden en golfcondities die in een jaar kunnen optreden. De rekenwaarde van de vervalbelasting die in een jaar kan optreden is reeds gegeven in paragraaf 7.10.2. Een andere rekenwaarde van de buitenwaterstand hoeft niet beschouwd te worden.

7.10.3.3. Rekenwaarde positief verval over binnenhoofd

De vervalbelasting over het binnenhoofd wordt veroorzaakt door het verschil tussen het kolk- en het kanaalpeil. Voor de rekenwaarde van het kolkpeil dient rekening te worden gehouden met de kans op niet sluiten per sluitvraag (P_{ns}) van het buitenhoofd. Bij positief keren kan als rekenwaarde van het kanaalpeil NAP+3,70 m worden gekozen.

Omdat de hydraulische belasting dominant is ten opzichte van de eigengewichtsbelasting is een ontwerpverificatie conform 6.10b voldoende (zie paragraaf 7.10.2). Net zoals in paragraaf 7.10.3.2 wordt daarom gebruik gemaakt van de 'standaardmethode' voor het bepalen van de rekenwaarde van de vervalbelasting uit Figuur 36. Omdat de kans van *niet sluiten* van het buitenhoofd invloed heeft op de rekenwaarde van de hydraulische belasting op het binnenhoofd, wordt gedetailleerd ingegaan op deze situatie.

Aangezien de golfbelasting verwaarloosbaar is in het voorbeeld geldt dat de rekenwaarde van de vervalbelasting gelijk is aan de rekenwaarde van de hydraulische belasting: $P(V > V_d) = P(S > S_d) = P_{db}$. Daarnaast wordt het kanaalpeil gereguleerd, zodat de onzekerheid van de vervalbelasting volledig wordt bepaald door de buitenwaterstand. Dit leidt ertoe dat: $P(h > h_d) = P(V > V_d) = P(S > S_d) = P_{db}$.

De betrouwbaarheidseis behorende bij CC2 is een betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis, BB} = 3,8$ (over de levensduur), zie paragraaf 7.10.3.1. Conform de 'standaardmethode' en uitwerking ervan voor het Bouwbesluit in paragraaf 7.10.2.4 worden de volgende rekenwaarden aanbevolen:

$P_{db} = P(h > h_d)$	$9,0 \cdot 10^{-5}$	per jaar
γ_G	$1,0 \times 1,35 = 1,35$	-

De betrouwbaarheidseis vanuit de Waterwet volgt uit paragraaf 7.7.1:

$$P_{eis, KW, CON} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{CON} \cdot c}{N_{dsn}} = \frac{1/10.000 \cdot 0,02 \cdot 3}{3} = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar}$$

$$\beta_{eis, KW, CON} = -\Phi^{-1}(P_{eis, KW, CON}) = 4,6 \text{ per jaar}$$

Conform 'standaardmethode' en uitwerking ervan voor de Waterwet in paragraaf 7.10.2.5 (Tabel 13) worden, gegeven bovenstaande eis, de volgende rekenwaarden aanbevolen:

$P(h > h_d)$	$7,0 \cdot 10^{-5}$	per jaar
Y_G	1,25	-

De rekenwaarden volgend uit beide betrouwbaarheidseisen liggen dicht bij elkaar. In dit voorbeeld wordt alleen die vanuit de Waterwet verder uitgewerkt.

Voor de rekenwaarde van het kolkpeil wordt rekening gehouden met de kans op niet sluiten per sluitvraag (P_{ns}) van het buitenhoofd, er volgt:

$$P(h > h_d) = P_{ns} \cdot P(h > h_{d,kolk})$$

Waarbij $h_{d,kolk}$ de rekenwaarde van het kolkpeil betreft. In het voorbeeld is de overschrijdingskans van de rekenwaarde van het kolkpeil gelijk aan:

$$P(h > h_{d,kolk}) = \frac{7,0 \cdot 10^{-5}}{10^{-3}} = 7,0 \cdot 10^{-2} \text{ per jaar}$$

In het voorbeeld wordt de waterstandstatistiek beschreven door de Gumbelverdeling in Figuur 40. De rekenwaarde van de buitenwaterstand volgt zodoende uit:

$$h_{max}^* = u_{max} - B_{max} \cdot \log(7,0 \cdot 10^{-2})$$

$$h_{max}^* = NAP + 4,88m - 0,50m \cdot \log(7,0 \cdot 10^{-2}) = NAP + 5,5m$$

De rekenwaarde van het verval over het binnenhoofd is daarmee gelijk aan:

$$V_{d,binnenhoofd} = h_{max}^* - h_{d,kanaal} = (NAP + 5,5) - (NAP + 3,70) = +1,8m$$

De modelonzekerheid is reeds verdisconteerd in de 'standaardmethode' uit paragraaf 7.10.2, zodat het belastingeffect E_d ten gevolge van de hydraulische belasting gelijk is de rekenwaarde van de berekende vervalbelasting.

$$E_{d,binnenhoofd} = V_{d,binnenhoofd} = +1,8m$$

Het is verstandig om voor het constructieve ontwerp van de binnendeur ook de situatie waarbij de buitendeur succesvol is gesloten te beschouwen. Daarbij is het zinnig om de binnendeur het verval, waarbij het kolkpeil gelijk aan de kruinhoogte van de binnendeur, constructief te kunnen laten keren. De kans is groot dat bij extreme condities en een succesvol gesloten buitendeur het kolkpeil stijgt door golfoverslag over de buitendeur. Het kolkpeil kan maximaal stijgen tot aan de kruinhoogte van de binnendeur, waarna overloop optreedt. De waterstand gelijk aan de kruinhoogte kan zonder extra veiligheid als rekenwaarde worden toegepast, aangezien de waterstand niet hoger kan komen.

7.10.3.4. Rekenwaarde negatief verval over buitenhoofd

In het geval van een negatief verval is de waterdruk aan de buitenwaterzijde kleiner dan aan de binnenwaterzijde. In veel gevallen zullen andere keermiddelen voor het keren van een groot negatief verval worden ingezet dan voor het keren van een positief verval.

De rekenwaarde van de vervalbelasting is de resultante van een lage buitenwaterstand in combinatie met een hoog kolkpeil, waarbij het kolkpeil is gemaximeerd op NAP+4,30 meter. Deze situatie hoeft niet te worden beschouwd vanuit de Waterwet, omdat de kans op de combinatie van het optreden van een hoogwater binnen de hersteltijd (of tijd voor maatregelen) na een extreem laag water verwaarloosbaar wordt geacht. Er bestaat een groot verschil tussen de kans op bezwijken en de kans op een overstroming. Onderstaand wordt daarom alleen naar het Bouwbesluit gekeken. Aangezien golven geen rol spelen in het voorbeeld wordt wederom de rekenwaarde van de vervalbelasting bepaald bij een overschrijdingsfrequentie $P(V > V_d) = P(S > S_d) = P_{db}$. Daarbij wordt wederom de onzekerheid van de vervalbelasting volledig wordt bepaald door de buitenwaterstand. Gegeven het bovenstaande treedt de rekenwaarde van het verval V_d op bij de rekenwaarde van de buitenwaterstand h_d met een onderschrijdingskans $P(h < h_d) = P(V > V_d) = P(S > S_d) = P_{db}$.

In het voorbeeld wordt ervan uitgegaan dat de hydraulische belasting zeer dominant is boven de eigengewichtsbelasting, zodat enkel het belastingeffect volgens 6.10b hoeft te worden beschouwd. Zoals in paragraaf 7.10.3.3 reeds is uitgewerkt gelden voor de betrouwbaarheidseis behorende bij CC2 de betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis, BB} = 3,8$ (over de levensduur) en de volgende rekenwaarden:

$P_{db} = P(h < h_d)$	$9,0 \cdot 10^{-5}$	per jaar
Y_G	$1,0 \times 1,35 = 1,35$	-

Uitgaande van de Gumbelverdeling in Figuur 41 volgt voor de rekenwaarde van de buitenwaterstand :

$$h_{min}^* = u_{min} + B_{min} \cdot \log(P(h < h_d))$$

$$h_{min}^* = NAP - 0,25m + 0,20m \cdot \log(9,0 \cdot 10^{-5}) = NAP - 1,1m$$

Uiteraard kan deze rekenwaarde ook gewoon afgelezen worden in de overschrijdingsfrequentielijn van de buitenwaterstand. De rekenwaarde van de vervalbelasting, uitgedrukt in meter waterkolom, bij negatief keren is gelijk aan:

$$V_{d, negatief\ keren} = h_{min}^* - h_{d, kanaal} = (NAP - 1,1m) - (NAP + 4,3m) = -5,4m$$

Gezien de toepassing van de 'standaardmethode' voor het bepalen van rekenwaarden uit paragraaf 7.10.2 geldt wederom voor de rekenwaarde van het belastingeffect:

$$E_{d, negatief\ keren} = V_{d, negatief\ keren} = -5,4m$$

7.10.3.5. Rekenwaarde negatief verval over binnenhoofd

Bij negatief keren wordt uitgegaan van het gemaximeerde kanaalpeil van NAP+4,30m en een laag kolkpeil. Er wordt geschut tot NAP+3,00m. Als gemakshalve wordt aangenomen dat het zeker is dat het buitenhoofd gesloten staat bij buitenwaterstanden lager dan NAP+3,00 meter ($P_{ns} = 0$ per vraag), dan is de rekenwaarde van de vervalbelasting:

$$V_{d, negatief\ keren} = h_{d, kolk} - h_{d, kanaal} = (NAP + 3,00m) - (NAP + 4,30m) = -1,3m$$

Omdat we uitgaan van een gegarandeerde sluiting van het buitenhoofd is de onzekerheid ten aanzien van de modelonzekerheid in dit geval relatief groot en die ten aanzien van de waterstand klein. Voor deze belastingsituatie is de 'standaardmethode' uit paragraaf 7.10.2 daarom niet geschikt. Vandaar dat gebruik wordt gemaakt van de methode in bijlage C van NEN-EN 1990 welke werkt met de ISO-gestandaardiseerde invloedscoëfficiënt voor de belasting $\alpha_E = -0,7$. Conservatief wordt verondersteld dat de modelonzekerheid de enige onzekere belastinggrootte is, zodat de volledige invloedscoëfficiënt van de belasting $\alpha_E = -0,7$ wordt toegepast voor de modelfactor³⁵:

$$\gamma_{S_d} = 1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V = 1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,1 = 1,26$$

De totale rekenwaarde voor de vervalbelasting volgt uit:

$$E_{d,negatief\ keren} = \gamma_{S_d} \cdot V_{d,negatief\ keren} = 1,26 \cdot -1,3 = -1,6m$$

7.10.3.6. Rekenwaarde hydraulische belasting bij incidentele situaties

Incidentele situaties zijn bijvoorbeeld onderhoudswerkzaamheden en inspecties, waarbij bijvoorbeeld een sluis kolk wordt drooggelegd.

Grote onderhoudswerkzaamheden vragen soms om het droogzetten van de sluis kolk. In de ontwerpfasen van het kunstwerk dient goed nagedacht te worden hoe dat dient te gaan geschieden. Er kan gekozen worden voor speciale keermiddelen welke specifiek zijn ontworpen voor het droogzetten, zoals schotbalken, om de sluisdeuren niet 'onnodig' sterk te hoeven dimensioneren. Ook kan er voor gekozen worden om de kolk (of bouwkuip) bij extreme condities te laten vollopen om de constructie te ontlasten bij een naderend hoogwater tijdens de onderhoudswerkzaamheden of een dreigende calamiteit. Men moet er dan wel zeker van zijn dat de inzet van deze noodmaatregel zal slagen. Ook hiervoor is een risicoanalyse benodigd. Door bijvoorbeeld een lagere schotbalkkering te gebruiken, kan de slagingskans van de noodmaatregel worden vergroot. Daarnaast kunnen ook restricties aan de onderhoudsperiode worden opgenomen in de gebruikshandleiding van het object, bijvoorbeeld dat de sluis enkel buiten het stormseizoen drooggezet mag worden. Buiten het stormseizoen treden extreme waterstanden minder vaak op. De statistiek van de extreme buitenwaterstanden buiten het stormseizoen volgt niet uit Hydra-NL of andere instrumenten, een eerste inschatting kan worden verkregen door de overschrijdingskansen bij de winterstatistiek met een orde (factor 10) te vergroten. Idealiter wordt echter gebruik gemaakt van lokale waterstandsgegevens.

In het voorliggende voorbeeld is ervoor gekozen om de sluis droog te zetten met de normale sluisdeuren, zonder restricties aan het moment van onderhoud. In het voorbeeld wordt ervan uitgegaan dat de hydraulische belasting zeer dominant is boven de eigengewichtsbelasting zodat enkel het belastingeffect volgens 6.10b hoeft te worden beschouwd (zie paragraaf 7.10.2). De analyse richt zich op het buitenhoofd en sluit zoveel mogelijk aan op de 'standaardmethode' voor het bepalen van rekenwaarden van de hydraulische belastingen in paragraaf 7.10.2. De werkwijze voor het binnenhoofd is ongeveer gelijk aan die in paragraaf 7.10.3.4. In dit voorbeeld wordt in de ontwerpfasen verondersteld dat de sluis gemiddeld om de 5 jaar 1 maand dient te worden drooggezet.

³⁵ In het geval van CC3 dient γ_{S_d} vermenigvuldigd te worden met $K_{F1} = 1,1$ en in geval van CC1 gedeeld door $K_{F1} = 1,1$.

De kans op falen gegeven droogzetting vereist een berekening met de kansverdeling van de extreme waterstand in een willekeurige tijdspanne van 1 maand. Uitgaande van onafhankelijkheid tussen de maanden kan de kansverdeling voor een jaar als volgt worden gerelateerd aan die van de maandextremen:

$$P(H > h)_{1jr} = 1 - \{1 - P(H > h)_{1mnd}\}^{12}$$

Voor kleine kansen geldt bij benadering:

$$P(H > h)_{1jr} = 12 \cdot P(H > h)_{1mnd}$$

En andersom geldt dus voor de kansverdeling van de maandextremen:

$$P(H > h)_{1mnd} = \frac{1}{12} \cdot P(H > h)_{1jr} \quad 7.12$$

Toegepast op het voorbeeld met een Gumbelverdeling in Figuur 40:

$$F_{h,max,1mnd}(h) = \exp \left(-\exp \left(-\frac{2,3 \left(h - u_{max} + \frac{B_{max} \cdot \ln(12)}{2,3} \right)}{B_{max}} \right) \right)$$

$$u_{max;1mnd} = u_{max} - \frac{B_{max} \cdot \ln(12)}{2,3} = NAP + 4,34 \text{ m}$$

Wanneer de buitenwaterstatistiek wordt beschreven door een datareeks uit bijvoorbeeld Hydra-NL kan uiteraard dezelfde procedure als in formule 4.12 worden gebruikt voor het verkrijgen van de maandstatistiek. B_{max} is voor de statistiek van de maand- en de jaarextremen hetzelfde (de overschrijdings-kanslijnen lopen voor kleine overschrijdingskansen parallel).

Verificatie volgens de Waterwet

Bij de Waterwetverificatie wordt uitgegaan van een faalkanseis voor een referentieperiode van 1 jaar ($P_{eis,KW,CON}$), ofwel in elk jaar dient de faalkans voor de droogzetsituatie kleiner te zijn dan de faalkanseis. Het maakt voor de Waterwetverificatie dus niet uit of de sluis 1 keer per 5 jaar, 10 jaar, 20 jaar etcetera wordt drooggezet.

De faalkanseis voor constructief falen van de schutsluis in het voorbeeld betreft:

$$P_{eis,KW,CON} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{CON} \cdot c}{N_{dsn}} = \frac{1/10.000 \cdot 0,02 \cdot 3}{3} = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar}$$

Vertaald in een betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{eis,KW,CON} = -\Phi^{-1}(P_{eis,KW,CON}) = -\Phi^{-1}(2,0 \cdot 10^{-6}) = 4,6 \text{ per jaar}$$

Voor het bepalen van de rekenwaarde van het verval kan nu gebruik worden gemaakt van de 'standaardmethode' in Figuur 36 en de kwantitatieve uitwerking ervan in paragraaf 7.10.2.5 (Tabel 13). Uit Figuur 36 volgt $P(V > V_d) = P_{db}$. In het voorbeeld zijn de golven verwaarloosd.

Uit Tabel 13 volgt:

- $P(V > V_{d,droogzet}) = P_{db} = 7,0 \cdot 10^{-5}$ per jaar; dit is de overschrijdingskans van de vervalbelasting bij het droogzetten van de sluis in een aaneengesloten tijdsperiode van 1 jaar. Omdat de sluis in een jaar hooguit 1 maand wordt drooggezet, wordt de vervalbelasting bij droogzetting met deze overschrijdingskans gevonden bij een waterstand met een overschrijdingskans van $7,0 \cdot 10^{-5}$ in een tijdspanne van 1 maand.
- $\gamma_G = 1,25$.

De vervalbelasting bestaat uit de waterstandverschilddruk ten gevolge van buitenwaterstand en de lege sluiscolk. De bodem van de sluiscolk is ingemeten en ligt op NAP-3,50 meter. De onzekerheid van de vervalbelasting wordt dus volledig bepaald door de buitenwaterstand. Gebruikmakend van de kansverdeling voor de maandextremen volgt bij $P(V > V_d) = P_{db} = 7,0 \cdot 10^{-5}$ en is de rekenwaarde van de buitenwaterstand:

$$h_{max}^* = u_{max;1mnd} - B_{max} \cdot \log(7,0 \cdot 10^{-5})$$

$$h_{max}^* = NAP + 4,34m - 0,50m \cdot \log(7,0 \cdot 10^{-5}) = NAP + 6,4m$$

Wat resulteert in:

$$V_{d,droogzet} = (NAP + 6,4m) - (NAP - 3,5m) = 9,9m$$

Aangezien de modelonzekerheid reeds is verwerkt in de 'standaardmethode' geldt:

$$E_{d,droogzet} = V_{d,droogzet} = 9,9m$$

Verificatie volgens het Bouwbesluit

De betrouwbaarheidseis in dit voorbeeld is CC2, wat overeenkomt met een betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis,BB} = 3,8$ over de levensduur van 50 jaar, zie paragraaf 7.10.3.1. Deze eis kan worden vertaald in een faalkans op de volgende wijze:

$$P_{eis,BB} = \Phi(-\beta_{eis,BB}) = \Phi(-3,8) = 7,24 \cdot 10^{-5} \text{ in } 50 \text{ jaar}$$

Gemiddeld genomen moet de faalkans per jaar dus kleiner zijn dan:

$$P_{eis,BB} = \frac{7,24 \cdot 10^{-5}}{50} = 1,5 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar}$$

Gemiddeld dient de constructie ieder jaar ten aanzien van de droogzetsituatie te voldoen aan deze kanseis. Dat betekent dat in een willekeurig jaar de faalkans per jaar best wat groter mag zijn, zolang in andere jaren de faalkans wordt onderschreden. Voor waterkerende constructies is dit een prettige verificatiewijze, omdat de faalkans per jaar over de jaren nogal verschilt, zie de badkuipkromme in Figuur 31. Door klimaatontwikkeling is de hydraulische belasting en dus de faalkans in de laatste levensjaren groter dan in het eerste deel van de levensduur. Een middeling van faalkansen over de jaren maakt de verificatie dus minder streng.

Wanneer deze toelaatbare middeling wordt genegeerd en de constructie wel elk jaar dient te voldoen aan de jaarkanseis, wordt de verificatie strenger maar kan wel gebruik worden gemaakt van de 'standaardmethode' in 7.10.2 (Figuur 36). Omdat de faalkanseis voor de levensduur vanuit het Bouwbesluit is omgerekend naar een

equivalente jaarkanseis kan gebruik worden gemaakt van Tabel 13 (met Figuur 37 en Figuur 38) uit paragraaf 7.10.2.5. Hierin wordt de relatie tussen de rekenwaarde van het verval en de faalkanseis per jaar weergegeven. Deze relatie is ontwikkeld voor verificaties op basis van de Waterwet maar in dit geval dus ook voor een verificatie op basis het Bouwbesluit.

Hiertoe dient de faalkanseis per jaar te worden vertaald in een betrouwbaarheidsindex voor een jaar:

$$\beta_{eis, BB} = -\Phi^{-1}(P_{eis, BB}) = -\Phi^{-1}(1,5 \cdot 10^{-6}) = 4,7 \text{ per jaar}$$

Uit Tabel 13 volgt:

$P_{db} = P(V > V_d)$	$5,0 \cdot 10^{-5}$	per jaar
γ_G	1,28	-

Voor de rekenwaarde van de vervalbelasting volgt:

$$h_{max}^* = u_{max; 1mnd} - B_{max} \cdot \log(5,0 \cdot 10^{-5})$$

$$h_{max}^* = NAP + 4,34m - 0,50m \cdot \log(5,0 \cdot 10^{-5}) = NAP + 6,5m$$

Wat resulteert in:

$$V_{d, droogzet} = (NAP + 6,5m) - (NAP - 3,5m) = 10,0m$$

Aangezien de modelonzekerheid reeds is verwerkt in de 'standaardmethode' geldt:

$$E_{d, droogzet} = V_{d, droogzet} = 10,0m$$

7.10.4 Permanente belastingen

Permanente belastingen zijn belastingen die gedurende de referentieperiode niet of slechts beperkt in grootte variëren.

7.10.4.1. Eigen gewicht constructie(onderdelen)

De beschreven werkwijze ten aanzien van de permanente belasting door eigengewicht in combinatie met een al dan niet dominante hoogwaterbelasting is beschreven in paragraaf 7.10.2.

Een permanente belasting ten gevolge van het eigen gewicht wordt in rekening gebracht met een belastingfactor $\gamma = 1,35$ (CC2, belastend) als het eigen gewicht de enige belastingbron is, en er geen sprake is van een geotechnische constructie of het eigen gewicht van een vloeistof. Voor de permanente belasting door (permanente) vloeistofdruk mag een factor $\gamma = 1,2$ (CC2, belastend) worden aangehouden. Indien de permanente belasting in combinatie met andere belastingen wordt beschouwd (anders dan hoogwater, zie paragraaf 7.10.2), dient een factor $\gamma = 1,2$ (CC2, belastend) in rekening te worden gebracht. Indien de belasting gunstig (ontlastend) werkt, dient in alle genoemde gevallen een factor $\gamma = 0,9$ te worden gehanteerd.

7.10.4.2. Gronddruk

Voor de permanente belasting door gronddruk op geotechnische constructies als dijken, taluds en damwanden, waarbij het gewicht van de grond voorkomt als

belasting, maar ook een rol speelt bij de grondmechanische sterkteberekeningen, moet de belastingfactor op $\gamma = 1,0$ (belastend en ontlastend) worden gesteld. Van belang is dat zowel de eindsituatie als de bouwfasen worden beschouwd.

- 7.10.4.3. Grondwaterdruk (ook opdrijvende kracht)
De grondwaterstand nabij waterkerende kunstwerken zal in de regel sterk variëren met de buitenwaterstand. In dat geval wordt de rekenwaarde van de grondwaterdruk afgeleid van de rekenwaarde van het optredende verval conform paragraaf 7.10.2.
- 7.10.4.4. Deformaties ondergrond / zetting
De karakteristieke zetting wordt berekend door uit te gaan van de karakteristieke waarden voor de belastingen en de grondeigenschappen. Lokaal moet minimaal rekening worden gehouden met zettingsverschillen in de orde van 50% van de maximale zetting.
- 7.10.5 *Variabele belastingen*
Veranderlijke belastingen zijn belastingen die substantieel in de tijd variëren. Voor belastingen ten gevolge van binnen- en buitenwaterstanden en windgolven zie 7.10.2.
- 7.10.5.1. Stroming (inclusief eventuele daardoor veroorzaakte trillingen)
In deze paragraaf worden de stromingen als gevolg van een verval over het kunstwerk behandeld. Stroming veroorzaakt door schepen wordt behandeld in paragraaf 7.10.5.3. Stroming als gevolg van een verval over de kering in de situatie dat deze gesloten had moeten zijn (na falende sluiting) wordt beschouwd als bijzondere belasting. Deze stromingsbelasting wordt separaat behandeld in paragraaf 7.10.6.1.
- De belasting door stroming is gekoppeld aan de stroomsnelheid. Stromingsbelastingen kunnen optreden tijdens het geopend zijn van de kering, het sluiten van de kering, en tijdens hoogwater bij lekspelen en bij overslag en overlopen. Het gaat hierbij om de belasting op het kunstwerk, op de bodembescherming alsmede op schuiven en deuren. Trillingen door stroming moeten zoveel mogelijk worden voorkomen. Met name teruggekoppelde trillingen (vloeistof – constructie-interactie) kunnen leiden tot zeer snel toenemende belastingen op schuiven en deuren en op bewegingswerken. Het voorkomen van trillingen ten gevolge van een te groot overloopdebiet wordt in paragraaf 5.3.4 besproken.
- De rekenwaarde van de stromingsbelasting bij hoogwater dient bepaald te worden op basis van de rekenwaarde van het verval conform paragraaf 7.10.2. De rekenwaarde van de stromingsbelasting als dominante belasting in de overige situaties wordt bepaald door de representatieve waarde, de stroomsnelheid die gemiddeld eens per 50 jaar wordt overschreden, te combineren met een belastingfactor van 1,3. De representatieve waarde van de combinatie van de stromingsbelasting wordt bepaald bij de stroomsnelheid die gemiddeld eens per jaar wordt overschreden.
- 7.10.5.2. Scheepsgolven
Scheepsgolven zijn relatief kortdurend en leveren naar verwachting geen dominante belastingen op tijdens een hoogwater. Onder maatgevende omstandigheden vindt ook geen of slechts zeer beperkt scheepvaart plaats.

Nadat de kenmerken van de door passerende schepen veroorzaakte golven zijn vastgesteld, kan op dezelfde wijze als voor windgolven de daardoor veroorzaakte representatieve belasting op de constructie worden berekend. Voor de berekening van de belasting door golven wordt verwezen naar Bijlage D. De rekenwaarde van de belasting door scheepsgolven wordt berekend na vermenigvuldiging met de belastingfactor. In Tabel 11 is hiervoor een waarde van 1,3 gegeven voor zowel de dominante belasting als de combinatiebelasting.

7.10.5.3. Scheepsstroming

Stromingen veroorzaakt door schepen worden bij de beoordeling van het waterkerend vermogen niet beschouwd, omdat er onder maatgevende omstandigheden nauwelijks sprake is van scheepsvaart. Voor normale bedrijfssituaties kunnen deze belastingen echter een grote rol spelen.

Voor wat betreft door schepen veroorzaakte stromingen zijn twee typen te onderscheiden, namelijk de retourstroom en de schroefstraalstroom. Beide worden uitgedrukt in termen van stroomsnelheden. Voor de berekening van deze stromingen wordt verwezen naar de Bouwdienst-publicaties *Ontwerp van Schutsluizen* [Ref. 7.20] en de *Handleiding voor het Ontwerp van granulaire Bodemverdedigingen* [Ref. 7.19]. De aldus berekende stroomsnelheden kunnen worden beschouwd als rekenwaarden voor zowel de dominante als de combinatiebelasting.

7.10.5.4. Troskrachten

De troskrachten van schepen leveren via bolders mogelijk een belasting op de waterkerende onderdelen van kunstwerken. Indien het (lokaal) bezwijken van een constructieonderdeel als gevolg van bolderkrachten de waterkerende functie van het kunstwerk in gevaar kan brengen, dient bij ontwerpverificaties van bolders ook met de waterveiligheid rekening te worden gehouden.

De troskrachten worden met name bepaald door de grootte van het schip, de waterstroming en de windbelasting. In CUR-rapport 166 *Damwandconstructies* zijn voor zowel zeeschepen als voor binnenvaartschepen rekenwaarden voor bolderkrachten gegeven als functie van een maat voor de scheepsgrootte (voor zeeschepen de waterverplaatsing en voor binnenvaartschepen de scheepsklasse). Voor het ontwerp van Rijkswaterstaat objecten dient ook rekening te worden gehouden met de Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken [Ref. 7.11].

7.10.5.5. Verkeersbelastingen

Verkeersbelastingen zijn gezien vanuit het oogpunt van waterveiligheid alleen relevant voor zover ze aanwezig kunnen zijn onder hoogwateromstandigheden, dan wel kunnen leiden tot niet snel herstelbare schade aan waterkerende constructieonderdelen of bewegingswerken. Uitgangspunt is dat alle voorkomende verkeersbelastingen onder normale omstandigheden afgedekt zijn in het ontwerp en deze daarom niet geverifieerd hoeven te worden. Aanvullend dient wel naar onderhoudssituaties gekeken te worden. Gedacht wordt hierbij aan bijvoorbeeld de verkeersbelasting van een kraan in geval van een deurwisseling van een sluis.

7.10.5.6. Temperatuur

Temperatuurbelastingen hoeven niet te worden beschouwd bij een beoordeling van het hoogwaterkerend vermogen, omdat onder maatgevende omstandigheden geen extreme temperaturen (zowel hoog als laag) te verwachten zijn.

- 7.10.5.7. Winddrukken
De berekening van de representatieve waarde van windbelasting door winddruk, windzuiging en over- en onderdruk vindt plaats volgens NEN-EN 1991-1-4.
- 7.10.5.8. Belastingen vanuit het bewegingswerk
Belastingen bij standaard open-/sluitbewegingen zullen met weinig onzekerheid omgeven zijn. Herstelmaatregelen uit hoofdstuk 4 *Niet sluiten* kunnen onder (bijna) hoogwateromstandigheden bepaalde belastingen met zich meebrengen. Deze zijn zeer situatieafhankelijk en dienen gespecificeerd te worden door de ontwerper.
- 7.10.6 *Bijzondere belastingen*
Calamiteiten zijn gebeurtenissen die met een relatief kleine kans kunnen voorkomen en die direct of indirect kunnen leiden tot het optreden van bijzondere belastingen. Indien de kans op een calamiteit voldoende klein is (kleiner dan de faalkanseis voor constructief falen van het kunstwerk) hoeft er met deze bijzondere belastingen niet expliciet rekening te worden gehouden. Wanneer zeldzame belastingen zonder of tegen geringe meerkosten ondervangen kunnen worden, dan is dat uiteraard te overwegen.
- 7.10.6.1. Stroming in geval van niet sluiten
In het geval van falen van een hoogwatersluiting kunnen hoge stroomsnelheden door het kunstwerk leiden tot schade aan de bodembescherming en daarmee uiteindelijk tot ondermijning en het constructief bezwijken van het kunstwerk. Wanneer het ontwerp is geverifieerd aan de faalkanseis voor *niet sluiten* conform hoofdstuk 4 is aan deze belastingsituatie op de juiste wijze inhoud gegeven.
- 7.10.6.2. Aanvaren
Waterbouwkundige constructies kunnen worden aangevaren door schepen waarbij delen van de constructie bezwijken. Voor het overstromingsrisico is specifiek de aanvaarsituatie op waterkerende constructieonderdelen van belang waarbij als resultaat van de aanvaring een overstroming kan optreden. Een overstroming kan optreden als zich binnen de hersteltijd van schade een hoogwater voordoet, maar ook wanneer zich geen hoogwater aandient en het achterland een diepe polder betreft.

De kans op aanvaren van waterkerende kunstwerken tijdens of vlak voor een hoogwater is zeer klein omdat vaarwegen meestal tijdig zijn gestremd. In sommige gevallen kunnen schutsluizen bij hoger water echter nog in bedrijf zijn. Wanneer het tweede keermiddel tijdens een hoogwater wordt aangevaren, kan er een overstroming optreden.

Bij de verificatie wordt de kans op aanvaren $P(\text{aanvaren})$ gecombineerd met de kans op constructief bezwijken gegeven een aanvaarbeasting $P(\text{Bezwijken} | \text{Aanvaren})$. In het geval van een verificatie op grond van de Waterwet dient ook de kans op het overschrijden van het maximaal toegestane instromend volume water, ofwel vanuit het kombergingscriterium ofwel vanuit het bodembeschermingscriterium, na het bezwijken van waterkerende constructieonderdelen $P(V_{in} > V_{max} | \text{Bezwijken})$ te worden meegenomen. Er moet dus gelden:

$$P(\text{Overstromen en Aanvaren}) = P(\text{Aanvaren}) \cdot P(\text{Bezwijken} | \text{Aanvaren}) \cdot P(V_{in} > V_{max} | \text{Bezwijken}) \leq P_{f,CON,WW}$$

Wanneer de kans op een aanvaring al kleiner is dan de constructieve betrouwbaarheidseis voldoet de constructie direct aan de eis.

De parameters in bovenstaande formule zijn een functie van vele stochastische variabelen, zoals de vaarsnelheid, hoek van aanvaren, massa en dimensies van het schip, enz. Daarbij is de inrichting van de voorhaven en sluiscolk een belangrijke randvoorwaarde voor de kans op aanvaren. De aanvaarbeasting is daarmee voor iedere situatie uniek. Deze dient daarom op maat te worden beschouwd, met locatiespecifieke gegevens. Een generieke methode voor het bepalen van de rekenwaarde van de aanvaarbeasting is niet beschikbaar.

Daar waar een reëel aanvaarrisico verwacht wordt kan de oplossing ook gezocht worden in maatregelen ter verkleining van de kans op (zware) aanvaringsschade. Gedacht kan worden aan een andere inrichting van de voorhaven zodat schepen gedwongen worden tot lagere vaarsnelheden of het aanleggen van een aanvaarbescherming.

Voor extra informatie wordt verwezen naar NEN-EN 1991-7 met nationale bijlage, *Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken (ROK)* [Ref. 7.11], *Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways - EAU 2012* [Ref. 7.13], *Handleiding voor het kwantitatief bepalen van het aanvaarrisico van beweegbare objecten in de vaarweg* (onderdeel van de PRA, RWS) [Ref. 7.14] en *Handboek Ontwerp van Schutsluizen* [Ref. 7.20].

- 7.10.6.3. Aardbeving
Voor richtlijnen voor de bepaling van aardbevingsbelastingen dient gebruik te worden gemaakt van de laatste stand van kennis op dit gebied.
- 7.10.6.4. Explosie
De explosieveilgheid van bedieningsruimten en dergelijke kan worden geverifieerd volgens Eurocode EN 1991-1-7. De belasting door explosies van schepen met gevaarlijke stoffen wordt normaal gesproken verwaarloosd.
- 7.10.6.5. IJs
In elke ontwerpsituatie dient een inschatting van de mogelijkheid van een ijsbelasting gemaakt te worden. In het Bouwbesluit wordt ijsbelasting niet expliciet genoemd, maar hier moet bij het ontwerp van sluizen en dergelijke constructies wel degelijk rekening mee te houden. Indicatieve rekenwaarden kunnen worden gevonden in CUR Rapport 166 *Damwandconstructies* [Ref. 7.10]. In de *Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken (ROK)* [Ref. 7.11] worden verdere ontwerpadviezen voor kunstwerken van Rijkswaterstaat gegeven.
- 7.10.6.6. Obstakels tijdens het sluiten
Indien een obstakel de beweging van de deur verhindert, kan dat aanleiding geven tot spanningen in de constructie die sterk afwijken van de normale (extreme) belastingen. Deze belasting dient te worden gezien in relatie tot het bewegingswerk. Vanuit de Waterwet gezien, dient beoordeeld te worden of dat geen aanleiding geeft tot langdurige schade, niet-beschikbaarheid en mogelijk daardoor een overstroming.
- 7.10.6.7. Vandalisme en sabotage
Aandacht dient te worden besteed aan maatregelen tegen vandalisme en sabotage.

7.11 Sterkte

7.11.1 Rekenwaarde sterkte constructie

Zoals aangegeven in paragraaf 7.8.4.2 volgt de rekenwaarde van de sterkte R_d uit formules 6.6a t/m 6.6c in NEN-EN 1990. De partiële materiaalfactoren (γ_R) die daarbij gebruikt worden volgen uit de materiaal gebonden Eurocodes (NEN-EN 1990 t/m 1997) en in sommige gevallen uit andere richtlijnen. Hieronder is een overzicht gegeven.

Tabel 16 Overzicht voorschriften belangrijkste constructie-onderdelen en mechanismen (exclusief bewegingswerken)

Onderdeel kunstwerk	Mechanisme van grenstoestand	Voorschrift / leidraad
Keermiddelen, bewegingswerken en bovenbouw		
-beton	sterkte / stabiliteit	NEN-EN 1990-1991-1992
-staal	sterkte / stabiliteit	NEN-EN 1990-1991-1993
-hout	sterkte / stabiliteit	NEN-EN 1990-1991-1995
-metselwerk	sterkte / stabiliteit	NEN-EN 1990-1991-1996
Fundering en ondergrond		
-constructie	sterkte / stabiliteit	NEN-EN 1990-1997
-staalfundering	sterkte / deformatie	NEN-EN 1990-1997
-palenfundering	sterkte / deformatie	NEN-EN 1990-1997
-grondlichaam	stabiliteit / deformatie	NEN-EN 1990-1997/Leidraad Rivierdijken
-damwand	sterkte / stabiliteit	NEN-EN 1990-1991- CUR rapport 166 [Ref. 7.10]
-keermuur	sterkte / stabiliteit	NEN-EN 1990-1991- CUR rapport 166 [Ref. 7.10]
Randconstructies		
-kwelschermen	sterkte	CUR rapport 166 [Ref. 7.10]
-bodembescherming	wegspoelen	Rock manual, Scour manual
-filters/vliezen		Interne RWS documenten

7.11.2 Achtergrond van de partiële materiaalfactor

De partiële materiaalfactoren zijn gedeeltelijk gebaseerd op probabilistische overwegingen en gedeeltelijk op historische of empirische. Voor materialen als staal en staalbeton bestaan in Europees verband uitgebreide achtergronddocumenten met een beschrijving van proefresultaten en een daaraan gerelateerde statistische uitwerking. Voor andere materialen, waaronder grond, is het verband tussen de beoogde en bewezen veiligheid vaak minder sterk aanwezig. Voor ieder materiaal en elke belasting(combinatie) is er de mogelijkheid tot het kalibreren van de specifieke partiële factoren of coëfficiënten, om op die manier het benodigde betrouwbaarheidsniveau te bereiken. Dit vergt echter specifieke deskundigheid op dit gebied.

7.11.3 Degeneratie

Bij het ontwerpen dient men rekening te houden met veroudering en schades, zoals:

- Staal: vermoeiing en corrosie
- Beton: beschadigingen, carbonatatie, chloride-indringing, alkali-silica-reactie, vriezen/dooien, et cetera
- Hout: vermoeiing, kruip, aantasting

Onder veroudering worden mechanismen verstaan die langzaam de sterkte verminderen. Per saldo neemt dan ook de betrouwbaarheid af. Omdat het kunstwerk ook aan het eind van zijn ontwerplevensduur nog aan de betrouwbaarheidseisen moet voldoen dient hier met name bij moeilijk vervangbare stalen onderdelen in het ontwerp rekening mee te worden gehouden.

Gangbare methoden om veroudering tegen te gaan, af te remmen of te ondervangen zijn conservering (corrosiewerende coating), kathodische bescherming (staal) en het dimensioneren met een zekere overdikte. In geval van staal kan de corrosiesnelheid sterk variëren afhankelijk van het milieu en de staalkwaliteit. Een eerste indicatie kan worden ontleend aan CUR rapport 166 *Damwandconstructies* [Ref. 7.10]. Voor Rijkswaterstaat objecten zijn in de *Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken (ROK)* [Ref. 7.11] nog grotere corrosietoeslagen opgenomen.

De afname van de betrouwbaarheid door de verouderingsmechanismen kan worden teruggedrongen door inspectie en onderhoud. Wanneer dit loont kan het onderhoud ook op een probabilistische basis worden georganiseerd. Men moet dan op zoek naar toestandsparementen (of gidsparementen). Dit zijn meetbare constructieparementen die de conditie van een waterkering beschrijven. Gedurende de levensduur van de constructie kan over deze variabelen door inspectie nadere informatie worden ingewonnen. Via Bayesiaanse verwerking van deze gegevens in een betrouwbaarheidsanalyse kan dan de betrouwbaarheidsindex worden bijgesteld. Op basis daarvan kan dan besloten worden tot onderhoudsmaatregelen.

7.11.4 *Vermoeiing*

Vermoeiing kan optreden als een belasting, zoals druk, trek, buiging, wringing of combinaties daarvan, herhaaldelijk optreedt. In het algemeen moet daarbij gedacht worden aan een aantal belastingwisselingen dat ruwweg ligt tussen duizend en enkele miljoenen in de levensduur. Bij waterbouwkundige constructies kan schade door vermoeiing ontstaan aan met name deuren en schuiven, en daarmee samenhangend aan de bewegingswerken daarvan. Dit als gevolg van belastingen door windgolven of trillingen door het stromende water. Belastingen door windgolven kunnen worden beperkt door bijvoorbeeld de afscherming van een voorhaven. Belastingen door golfklappen kunnen worden voorkomen door de vormgeving van de constructie, bijvoorbeeld door bij een schuifconstructie ingesloten hoeken te vermijden. Trillingen door stroming kunnen zoveel mogelijk worden voorkomen door bijvoorbeeld de geometrie van schuifranden juist te kiezen. Nadere informatie is te vinden in bijvoorbeeld *Dynamisch gedrag van waterbouwkundige constructies* [Ref. 7.9].

Om te beoordelen of een constructie al dan niet zal bezwijken onder een variabele belasting zijn de volgende aspecten van belang:

- de aard van de belastingwisselingen. Zo doorstaat een constructie over het algemeen beter een variabele belasting als de belastingrichting niet van teken wisselt (een zogenoemde sprongbelasting) dan wanneer dat wel het geval is (een wisselende belasting). Overigens geldt dit niet voor staalconstructies;
- het aantal belastingwisselingen. Vermoeiingsschade kan al bij kleine aantallen wisselingen (≥ 1000) optreden, maar dat leidt dan meestal niet meteen tot bezwijken. Verder blijkt dat als een constructie enkele miljoenen belastingwisselingen kan doorstaan, er bij gelijkblijvende condities geen gevaar dreigt dat de constructie puur door vermoeiing zal bezwijken;
- de amplitude van de belastingwisselingen: hoe kleiner de amplitude, des te kleiner de kans op vermoeiing;

- het materiaal en de vormgeving van de constructie. De vormgeving en de oppervlaktegesteldheid kunnen aanleiding geven tot spanningsconcentraties. Scherpe doorsnedeovergangen in constructies, bepaalde typen lassen etc. zijn plaatsen waar de constructie als gevolg van vermoeiing eerder zal bezwijken.

In 2017 is de versie van NEN 6786 deel 1 uitgebracht welke de eisen en randvoorwaarden met betrekking tot vermoeiing voor beweegbare bruggen geeft. Deze norm kan voorlopig ook voor het ontwerp van waterbouwkundige constructies worden gebruikt, samen met NEN-EN1993 deel 1-9 en de aanvullende ROK bepalingen [Ref. 7.11].

Daarnaast dient het ontwerp ook volgens de Waterwet geverifieerd te worden, waarbij de betrouwbaarheidsverificatie dient plaats te vinden in het laatste levensjaar. In de nabije toekomst wordt NEN 6786 deel 2 uitgebracht die specifiek voor waterbouwkundige constructies wordt geschreven.

7.12 Concrete ontwerpadviezen

De funderingen en betonconstructies van waterbouwkundige constructies worden over het algemeen ontworpen voor een geplande levensduur van 100 jaar. Omdat in het verleden robuust is ontworpen, functioneren veel constructies die al veel ouder zijn constructief nog prima. Over het algemeen zijn de kosten van het robuuster dimensioneren dan strikt vereist voor kleine en middelgrote constructies, waarvoor deze werkwijzer is geschreven, beperkt ten opzichte van het eerder vervangen. Voor constructieonderdelen zoals stalen deuren of bewegingswerken kan een ontwerp levensduur die aanzienlijk korter is dan 100 jaar echter optimaal zijn.

Op dit moment is er veel onzekerheid over de wijze waarop het klimaat zich zal ontwikkelen en met welke zeewaterstijging en extreme afvoeren we in de toekomst rekening dienen te houden. Daarnaast worden veiligheidsnormen periodiek geactualiseerd, zoals onlangs bij de invoering van de nieuwe Waterwet (2017) en het nieuwe Bouwbesluit (2012), wat in de meeste gevallen tot strengere constructieve eisen heeft geleid. Ook kan het gebruik van objecten veranderen. Zo worden schepen steeds groter en verandert de vaarintensiteit van vaarwegen in de tijd, zodat grotere dimensies of efficiëntere systemen nodig kunnen zijn.

Aanbevolen wordt om op basis van een life-cycle benadering te ontwerpen, waarbij zoveel mogelijk rekening wordt gehouden met deze toekomstige ontwikkelingen. Omdat er sprake is van een lange tijdshorizon, zijn de veranderingen in de belasting, de sterkte en het gebruik vaak niet goed in te schatten. Het lijkt dan ook verstandig om voor de onderdelen die niet makkelijk zijn te vervangen of te versterken, zoals de fundering, sluisvloer en sommige bovenbouwcomponenten, robuuste keuzen te maken en constructieonderdelen groter en sterker te maken dan op dit moment, met de huidige kennis van zaken, strikt noodzakelijk wordt geacht zolang dat geen disproportionele investeringen vergt.

7.13 Referenties

[Ref. 7.1] WTI 2017 Toetsregels kunstwerken - Toetsspoorrapport Sterkte en stabiliteit puntconstructies, 1220087-004-GEO-0007, Bree, B. van, Delhez, R., Versie D1, december 2015

[Ref. 7.2] Grondslagen voor hoogwaterbescherming, Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), 2016

- [Ref. 7.3] Kalibratie toetsvoorschrift constructief falen onder hoogwaterbelasting voor RBK-NAT, TNO 2017 R10778, juni 2017, Nadieh Meinen, Raphaël Steenbergen, Ruben Jongejan en Arnaud Casteleijn
- [Ref. 7.4] Resultaten kalibratie partiële factor voor eigengewichtsbelasting voor RBK-NAT, TNO 2018 R10541, mei 2018, L.C. la Gasse, N. Meinen, R.D.J.M. Steenbergen
- [Ref. 7.5] Beoordeling van de constructieve veiligheid van waterbouwkundige kunstwerken volgens het Bouwbesluit en de Waterwet, TNO 2014 R11674, mei 2015, Ruben Jongejan en Raphaël Steenbergen
- [Ref. 7.6] Afstemming Leidraad Kunstwerken en Eurocode; activiteit 2: belastingfactor dagelijkse omstandigheden, Deltares-rapport 1204875-002-GEO-0011, 2 maart 2012, concept, E. Calle en A.C.W.M. Vrouwenvelder
- [Ref. 7.7] CUR 190, Kansen in de civiele techniek, deel 1: probabilistisch ontwerpen in theorie, juli 2002
- [Ref. 7.8] Dictaat Probabilistisch ontwerpen, TU Delft 1987, A.C.W.M. Vrouwenvelder en J.K. Vrijling
- [Ref. 7.9] Dynamisch gedrag van waterbouwkundige constructies, P.A. Kolkman en T.H.G. Jongeling, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1996
- [Ref. 7.10] CUR rapport 166 Damwandconstructies (deel 1 en 2) 6e druk, 1 oktober 2008
- [Ref. 7.11] Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken (ROK 1.4), Rijkswaterstaat, april 2017
- [Ref. 7.12] Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways, EAU 2012
- [Ref. 7.13] Aanvaarrisico's voor sluisdeuren, Rapport Q1399, Waterloopkundig Laboratorium Delft, A. Vrijburcht, 1992
- [Ref. 7.14] Handleiding prestatiegestuurde risicoanalyses (PRA), Handleiding voor het kwantitatief bepalen van het aanvaarrisico van beweegbare objecten in de vaarweg, Rijkswaterstaat, 5 april 2017
- [Ref. 7.15] Random seas and design of maritime structures, 3rd edition, Yokohama National University, Yoshimi Goda, 2010
- [Ref. 7.16] Collegehandleiding Windgolven, TU Delft, J.A. Battjes
- [Ref. 7.17] Collegehandleiding Korte golven, TU Delft, J.A. Battjes
- [Ref. 7.18] Handbook of Port and Harbour Engineering, T.P. Tsinker, Chapman & Hall, 1997

- [Ref. 7.19] Rijkswaterstaat Bouwdienst, 1995. Handleiding voor het Ontwerpen van granulaire Bodemverdedigingen achter tweedimensionale Uitstromingsconstructies
- [Ref. 7.20] Rijkswaterstaat Bouwdienst, 2000. Ontwerp van Schutsluizen. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat Generaal Rijkswaterstaat.
- [Ref. 7.21] Golfbelastingen in havens en afgeschermd gebied, Rijksinstituut voor Kust en Zee/RIKZ, 2004
- [Ref. 7.22] J.W. Van der Meer, K. d'Angremond & J. Juhl (1994) Probabilistic calculations of wave forces on vertical structures. Proc. 24th ICCE, Kobe, Japan.

8 Aansluitconstructies

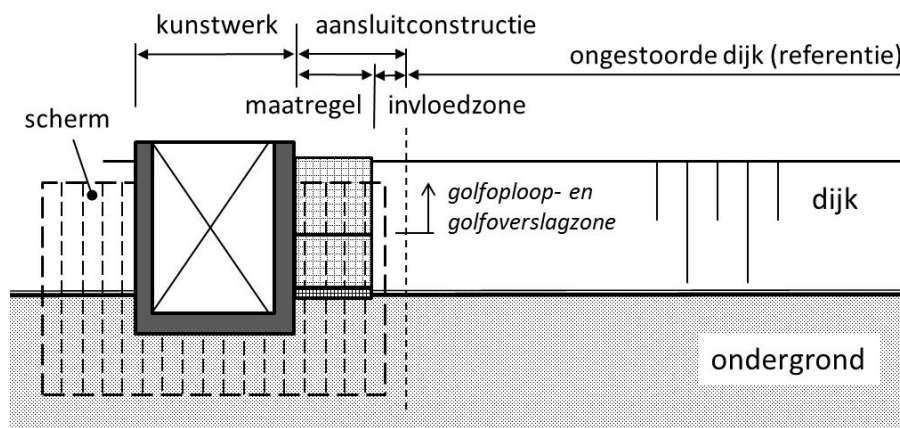
8.1 Inleiding

8.1.1 Doel en definities

Doel van een aansluitconstructie is het voorkomen van externe erosie op het raakvlak van kunstwerk en aansluitend grondlichaam als gevolg van golf- en stromingsbelastingen. Hiermee wordt voorkomen dat de standzekerheid van de waterkering ter plaatse van de aansluiting tussen kunstwerk en grondlichaam vermindert met mogelijk een voortschrijdende bres en overstromingsgevolgen tot gevolg.

Externe erosie ter plaatse van de aansluiting van het kunstwerk en het aanliggende grondlichaam kan optreden op het buitentalud, de kruin en het binnentalud. In principe zijn daarmee de mogelijke faalmechanismen gelijk aan de dijkfaalmechanismen graserosie kruin en binnentalud en alle dijkfaalmechanismen ten aanzien van (buitentalud)bekledingen.

Onder de aansluitconstructie wordt verstaan het gehele dwars- en lengteprofiel van een grondconstructie in zijn afwijkende vorm, bij de overgang van het kunstwerk naar de ongestoorde dijk. Figuur 42 toont de belangrijkste componenten.



Figuur 42 Principeschets aansluitconstructie

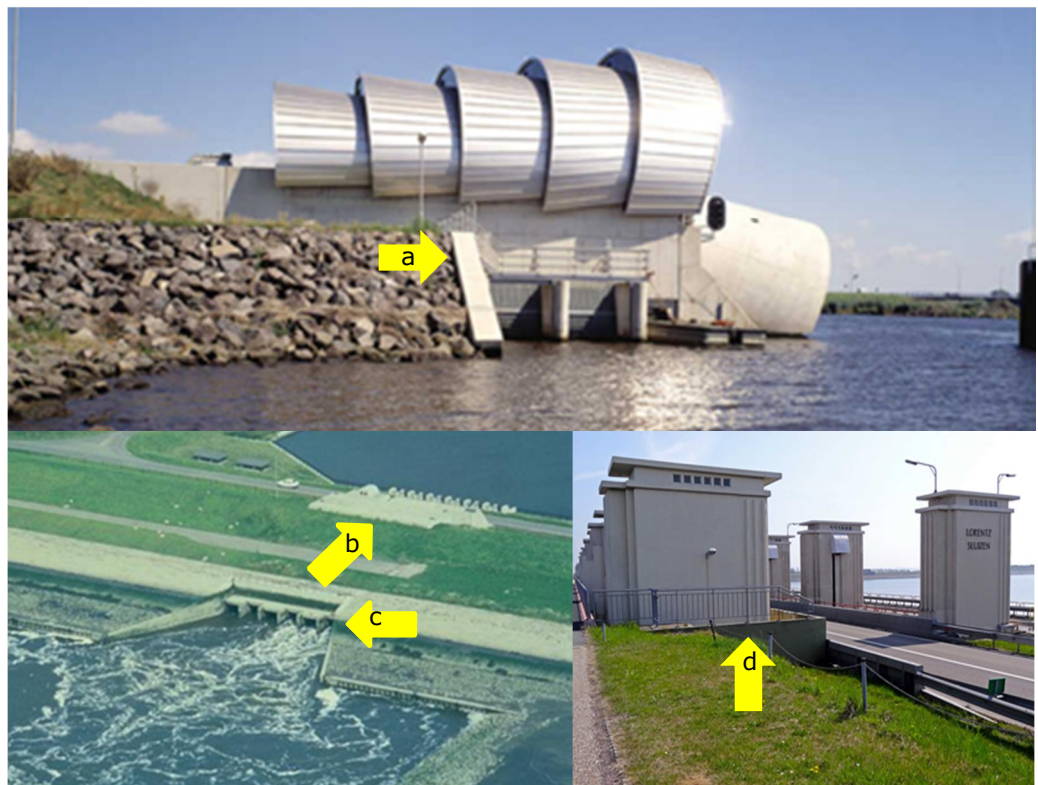
De aansluitconstructie is een fysieke constructieve maatregel. Deze kan zichtbare delen en onzichtbare delen bevatten, bijvoorbeeld een bekleding en een scherm. De invloedzone naar de aangrenzende dijkbekleding (bijvoorbeeld een grasbekleding), waar de effecten van de fysieke maatregel op de aansluitende bekleding nog significant zijn, hoort ook bij de aansluitconstructie.

8.1.2 Afbakening

Voor de veiligheidsverificatie zijn de hoger gelegen aansluitconstructies van belang, die nodig zijn voor het goed functioneren als hoogwaterkering bij hoge buitenwaterstanden over de waterkering en/of hoge golven. Deze bevinden zich onder normale condities meestal boven water, in de golfloopzone en in de golfoverslagzone. Figuur 43 geeft enkele voorbeelden.

Lager gelegen aansluitconstructies (veelal onder water of in de golfimpactzone bij min of meer dagelijkse belastingen) hebben meestal geen hoogwaterkerende functie en/of worden tijdens hoog water niet maatgevend belast. Wel moet erop worden gelet dat eerder opgetreden schade tijdens hoog water niet kan verergeren en tot een overstroming kan leiden.

Naast aansluitconstructies tussen de dijk en het kunstwerk zijn ook de overgangsconstructies tussen het kunstwerk en de voor- of achterliggende bodem van belang. Dit betreft bijvoorbeeld de overgangsconstructie van een sluisvloer naar de bodembeschermingsconstructie, of van de bodembeschermingsconstructie naar de onbeschermde bodem. Dergelijke overgangsconstructies (bodembeschermingsconstructies) worden behandeld in hoofdstuk 9 *Bodembescherming*.



Figuur 43 Voorbeelden van hoog gelegen aansluitconstructies naar de naastliggende dijkbekleding (bron: *Handreiking aansluitconstructies* ([Ref. 8.1])):

- a - Aansluiting wandconstructie en steenbekleding balgstuw Ramspol.
- b - Aansluiting op boven kruin uitstekende wandconstructie, spuisluis bij Bath.
- c - Aansluiting vleugelwand op taludbekleding, spuisluis bij Bath.
- d - Aansluiting met hoogteverschil rondom kunstwerk, Lorentzsluizen.

De aansluiting van het dijklichaam op niet waterkerende objecten, zoals trappen, wordt in deze werkwijzer niet behandeld.

8.2 Eisen

Een aansluitconstructie maakt deel uit van het dijktraject en heeft dus een overstromingskansbijdrage. Wanneer gebruik wordt gemaakt van de vaste faalkansbegroting (Tabel 1) voor het toedelen van faalkanseisen aan faalmechanisme, blijkt er echter geen faalkansruimte voor aansluitconstructies te zijn gedefinieerd. Zoals uitgelegd in paragraaf 8.1.1 falen aansluitconstructies

volgens dezelfde faalmechanismen ten aanzien van externe erosie als normale gronddijken, enkel is de geometrie in veel gevallen verschillend van gronddijken. Daaruitvolgend kunnen de faalmechanismen van aansluitconstructies worden ondergebracht in de mechanismen - gras, erosie, kruin en binnentalud en alle dijkfaalmechanismen ten aanzien van (buitentalud)bekledingen - en de daarbij behorende faalkanseis krijgen.

De betrouwbaarheidseis vanuit het Bouwbesluit kan ook relevant zijn voor aansluitconstructies wanneer het constructieonderdelen of een grondkerende constructie betreft.

Voor de ontwerpverificatie van een aansluitconstructie aan een opgelegde faalkanseis dient ook de schematisering van de grenstoestandfunctie (toets- of ontwerpregels) bekend te zijn, ofwel de relatie tussen de sterkte (R) van de aansluitconstructie en de optredende hydraulische belasting³⁶ (S). Vanwege de vele mogelijke typen aansluitconstructies en gebrek aan kennis en onderzoek ten aanzien van deze constructies zijn er geen default grenstoestandfuncties beschikbaar, zoals wel in de constructiemechanica het geval is.

In de praktijk wordt aan een aansluitconstructie geen faalkanseis gesteld vanuit de Waterwet maar een relatieve eis gehanteerd:

Een aansluitconstructie moet dusdanig worden vormgegeven, gedimensioneerd, uitgevoerd en onderhouden, dat deze gedurende de beoogde planperiode geen verzwakking is ten opzichte van het naastgelegen dijklichaam, ervan uitgaande dat dit naastgelegen dijklichaam gedurende de planperiode minimaal aan de daarvoor geldende eisen voldoet.

De faaldefinitie is als volgt:

De initiatie van het bezwijkproces door lokale externe erosie van de buitencontour van het dijklichaam, als gevolg waarvan (voortschrijdende) bresvorming optreedt wat leidt tot substantiële schade en/of slachtoffers (overstroming). Deze bresvorming kan bestaan uit het instabiel worden van het kunstwerk, het wegspoelen van dijkmateriaal of een combinatie van deze twee.

Bovenstaande definitie houdt in dat er een dusdanige erosie van de buitencontour moet plaatsvinden dat dit kan leiden tot overstromingsgevolgen. Het begin van falen kan worden gezien als de eerste erosie van de aansluiting (bijvoorbeeld eroderen bekleding ter plaatse van de aansluiting), waarna daadwerkelijk falen optreedt als dit leidt tot verdergaande erosie van de dijk dan wel het instabiel worden van het kunstwerk. Dit betekent dat de positieve bijdrage aan de sterkte van een (achterloopsheid-)scherm kan worden meegenomen in de beschouwingen.

Overigens dient opgemerkt te worden dat erosie van de aansluitconstructie iets anders is dan erosie als gevolg van achterloopsheid (interne erosie), waarbij erosie in het dijklichaam wordt geïnitieerd.

8.3 Schematisering

³⁶ In NEN-EN1990 als F aangeduid.

8.3.1 *Bezwijkprocessen*

Aansluitingen tussen gronddijken en stijve constructies zoals kunstwerken zijn kwetsbaar voor externe erosieprocessen, veroorzaakt door lokaal toegenomen overslagdebieten, onregelmatige geometrieën en de lokale effecten van zeer turbulente stroming. Bij aansluitconstructies is veelal sprake van:

- Oppervlakte-erosie en geulvorming ten gevolge van afstromend oppervlaktewater dat zich concentreert op het grensvlak tussen de constructie en de dijk.
- Oppervlakte-erosie bij de aansluiting ten gevolge van lokale turbulente stroming, veroorzaakt door de geometrie van de constructie of door ruwheidsverschillen.

Initiële schade aan aansluitconstructies kan leiden tot grotere belastingen en daardoor een zichzelf versnellend schadeproces in gang zetten, waardoor aansluitconstructies onderhoud- en faalgevoelig zijn. Bijvoorbeeld door onvoldoende verdichting tijdens uitvoering of door betreding door schapen kunnen hoogteverschillen ontstaan tussen kunstwerk en aansluitend grondlichaam, waardoor golfoploop en –overslag zich zal concentreren, waardoor sterkere erosie optreedt. De erosiegaten leiden ertoe dat meer turbulentie optreedt, waardoor de erosie verder toeneemt, et cetera.

8.3.2 *Ontwerpverificatie*

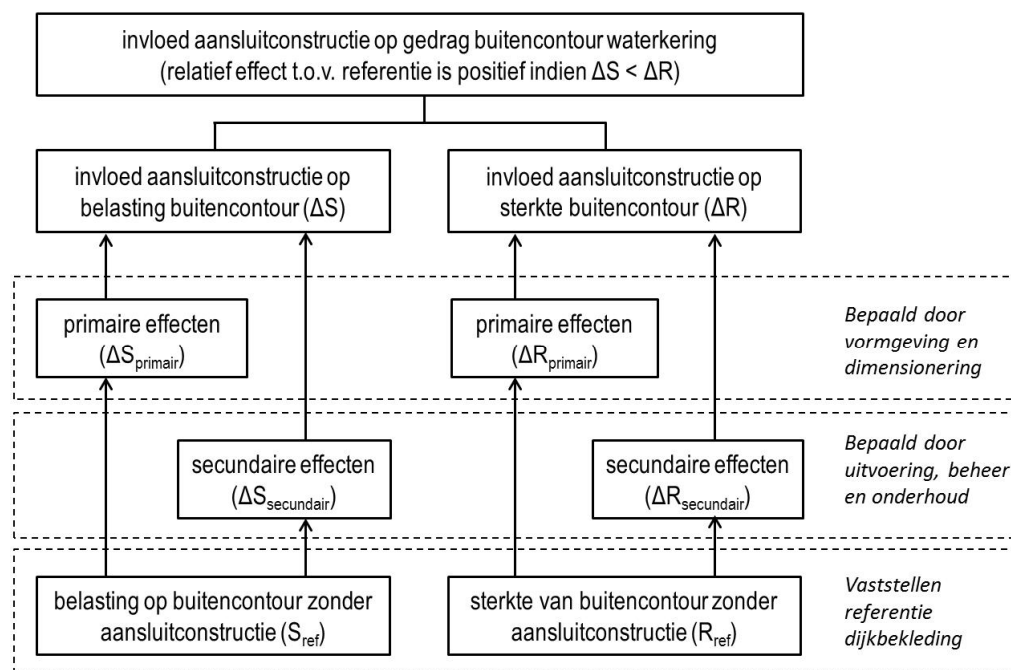
De robuustheid van het ontwerp van een aansluitconstructie kan worden bepaald door een relatieve vergelijking van belasting (S) en sterkte (R) met betrekking tot lokale externe erosie van de buitencontour met de belasting en sterkte van een referentiedoorsnede van het dijklichaam, onder voorwaarde dat deze referentiedoorsnede minimaal aan de ontwerpisen voldoet. Hierbij wordt onder referentiedoorsnede de doorsnede van het grondlichaam buiten de invloedzone van het kunstwerk verstaan (zie Figuur 42). Zolang de relatieve belastingtoename ter plaatse van de aansluitconstructie (ΔS) kleiner of gelijk is aan de relatieve sterkte-toename van de aansluitconstructie (ΔR), voldoet de aansluitconstructie.

De aanpak voor de robuustheidsbepaling van een aansluitconstructie bevat de volgende twee componenten:

- A. Effecten die het directe gevolg zijn van het ontwerp, zijnde de vormgeving en dimensionering van de aansluitconstructie (ook wel primaire effecten genoemd).
- B. Effecten die de indirecte gevolgen van uitvoering, beheer en onderhoud met zich meebrengen, als gevolg van de detaillering (ook wel secundaire of lange termijn effecten genoemd).

Beide effecten zijn van invloed op zowel de sterkte als de belastingen. In het schema in Figuur 44 is de theoretische aanpak voor ontwerpverificatie weergegeven.

Opgemerkt wordt nog dat voor onderbouwing van ontwerpkeuzes de theoretische verificatiemodellen ontbreken. Vanuit dat oogpunt dient dan gebruik gemaakt te worden van expert judgement. Daarbij kan gebruik gemaakt worden van ervaringen met bestaande aansluitconstructies.



Figuur 44 Conceptuele aanpak robuustheidsbepaling aansluitconstructie. Gebaseerd op [Ref. 8.1]

Toelichting:

- **Ontwerp**

Voor de verificatie van de aansluitconstructie is zowel het dwarsprofiel als het lengteprofiel van belang, inclusief de invloedzone naar de aangrenzende doorsneden van de dijkbekleding. Aandachtspunten:

- Zorg voor voldoende uitgewerkte detaillering van de aansluitconstructie, inclusief de overgang naar het kunstwerk en naar de naastliggende dijkbekleding.
- Zorg voor heldere uitgangspunten en eisen aan uitvoering, beheer en onderhoud.

- **Faaldefinitie**

De initiatie van het bezwijkproces door lokale externe erosie van de buitencontour, als gevolg waarvan verdere bresvorming zal optreden. Deze bresvorming kan bestaan uit het instabiel worden van het kunstwerk, het wegspoelen van dijk materiaal of een combinatie van deze twee.

Aandachtspunten:

- Controleer of deze aanpak hier mag worden toegepast. Wees alert op andere of bijkomende faalmechanismen die kunnen optreden bij overgangen, veroorzaakt door water gerelateerde belastingen of door secundaire belastingen.
- Houd rekening met mogelijke bijkomende effecten door geconcentreerde grondwaterstroming en/of interne erosie.

- **Referentie**

De referentie is de naastliggende dijkconstructie (o.a. bekleding), gelegen buiten de invloedzone van de aansluitconstructie. Aandachtspunten:

- Zorg voor een heldere onderbouwde keuze voor het referentieprofiel en de referentiesituatie.
 - Ga na wat de dominante ontwerpbelasting is ter plaatse van het referentieprofiel.
 - Leg vooraf vast wat als referentiesterkte wordt genomen: de theoretische ontwerpsterkte of, in het geval van oversterkte, de actuele sterkte.
- ***Aanpassing belastingen door primaire effecten ($\Delta S_{\text{primair}}$)***

De overall vormgeving van het kunstwerk is vaak van grote invloed op de belastingen op aansluitconstructies. Door een ongunstige vormgeving van de discontinuïteit kunnen forse belasting verhogende effecten optreden. Andersom kan door een gunstige vormgeving de belasting op de aansluitconstructie ook aanmerkelijk worden verlaagd. Aandachtspunten:

 - Ga na op welke wijze de belasting wordt gereduceerd danwel met welke belastingvergroting rekening moet worden gehouden ten opzichte van de referentie.
 - Let goed op bij knikken in het talud (bijvoorbeeld de aansluiting op een verticale wand). De belasting is hier zowel hoog door golfop- en afloop als door concentratie van de stroomaanval op het grensvlak (jet-erosie).
 - Eenvoudige analytische methoden om de toename van stroomsnelheden bij aansluitingen te bepalen ontbreken en de huidige ontwerprichtlijnen zijn voornamelijk gebaseerd op praktijkervaring en veldwaarnemingen. Eenvoudige benaderingen zonder golven tonen al aan dat de stroomsnelheden in de zone naast een verticale wand bijna kunnen worden verdubbeld ([Ref. 8.4]). Daarbij maken de golven het stromingsbeeld nog complexer. Door deze complexiteit is theoretisch in veel gevallen geavanceerde modellering nodig om de optredende stroomsnelheden en de stabiliteit van de aansluitconstructie vast te stellen. Praktisch gezien betekent het dat de sterkte van de beschermingsconstructies in de zone naast de constructie vaak aanzienlijk groter moet zijn dan de referentiesterkte van de bekleding op de naastliggende dijk.
 - ***Aanpassing sterkte door primaire effecten ($\Delta R_{\text{primair}}$)***

Het primaire effect van de aansluitconstructie op de sterkte van de buitencontour wordt veroorzaakt door het onderbreken van de bekleding naast de constructie. Qua sterkte wordt in de ontwerp-praktijk het uitgangspunt aangehouden dat de sterkte van de oplossing groter moet zijn dan de sterkte van de buitencontour die wordt onderbroken. Aandachtspunten:

 - Vermijd geometrische discontinuïteiten, zoals plotselinge hoogteveranderingen.
 - Vermijd discontinuïteiten in eigenschappen, zoals plotselinge ruwheids- en/of doorlatendheidsovergangen.
 - ***Aanpassing belastingen door secundaire effecten ($\Delta S_{\text{secundair}}$)***

Een gebrekkige uitvoering of gebrekkig onderhoud kan tot secundaire effecten op de belasting ter plaatse van een discontinuïteit leiden. Aandachtspunten:

 - Zorg dat turbulentie door zettingsverschillen van bekledingen wordt voorkomen, door de hoogten goed op elkaar aan te laten sluiten en de ondergrond voldoende te verdichten.
 - Zorg voor een duurzaam zanddichte aansluiting. Ontbreken of voortijdig falen kan op termijn bijvoorbeeld extra verhoogde stroomdruk van uittredend grondwater veroorzaken.

- **Aanpassing sterkte door secundaire effecten ($\Delta R_{\text{secundair}}$)**

Het onderbreken van de buitencontour met een aansluitconstructie kan op indirecte wijze extra negatieve effecten hebben op de sterkte van de buitencontour, bijvoorbeeld door lange termijn effecten zoals zettingen. Dit wordt in grote mate bepaald door de detaillering. Aandachtspunten:

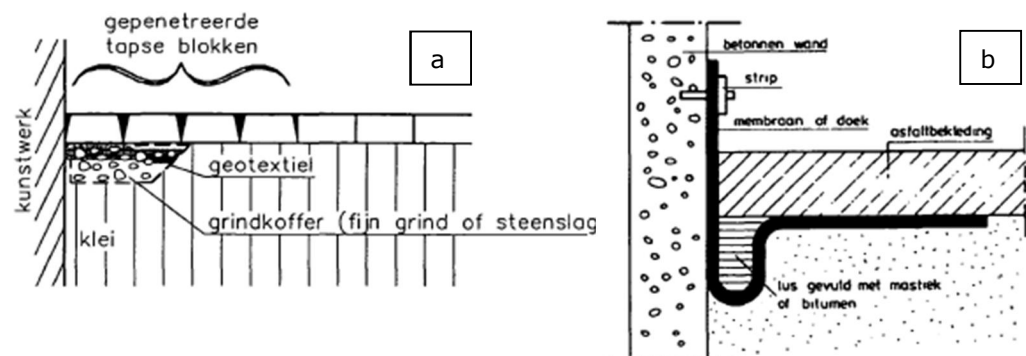
 - Houd rekening met lange termijn effecten, zoals zettingen. Zorg dat de aansluitconstructie de optredende verschilzetting kan volgen, zonder verlies van aansluiting.
 - Besteed voldoende zorg aan de uitvoering. Voorkom slecht verdichte klei, onvoldoende klemming of andere onvolkomenheden bij aanleg, door goede uitvoeringsinstructies en –controle.
 - Houd rekening met mogelijke complicaties voor beheer en onderhoud. De grasmat naast de aansluitconstructie is bijvoorbeeld lastiger bereikbaar voor mechanische maaimachines, waardoor de verdichting van de toplaag op termijn minder goed zal blijven.
 - Zones in de beschutting van objecten zijn vaak aantrekkelijk voor dieren, waardoor verzwakking kan ontstaan door graverijen (muizen, mollen) of door intensievere betreding (schapen).
 - Bekijk de mogelijkheden om in het ontwerp in te spelen op eventuele nadelige effecten van de uitvoering. Hiervoor is het nodig dat men de wijze van uitvoering al kent.
- **Beëindiging of invloedzone**

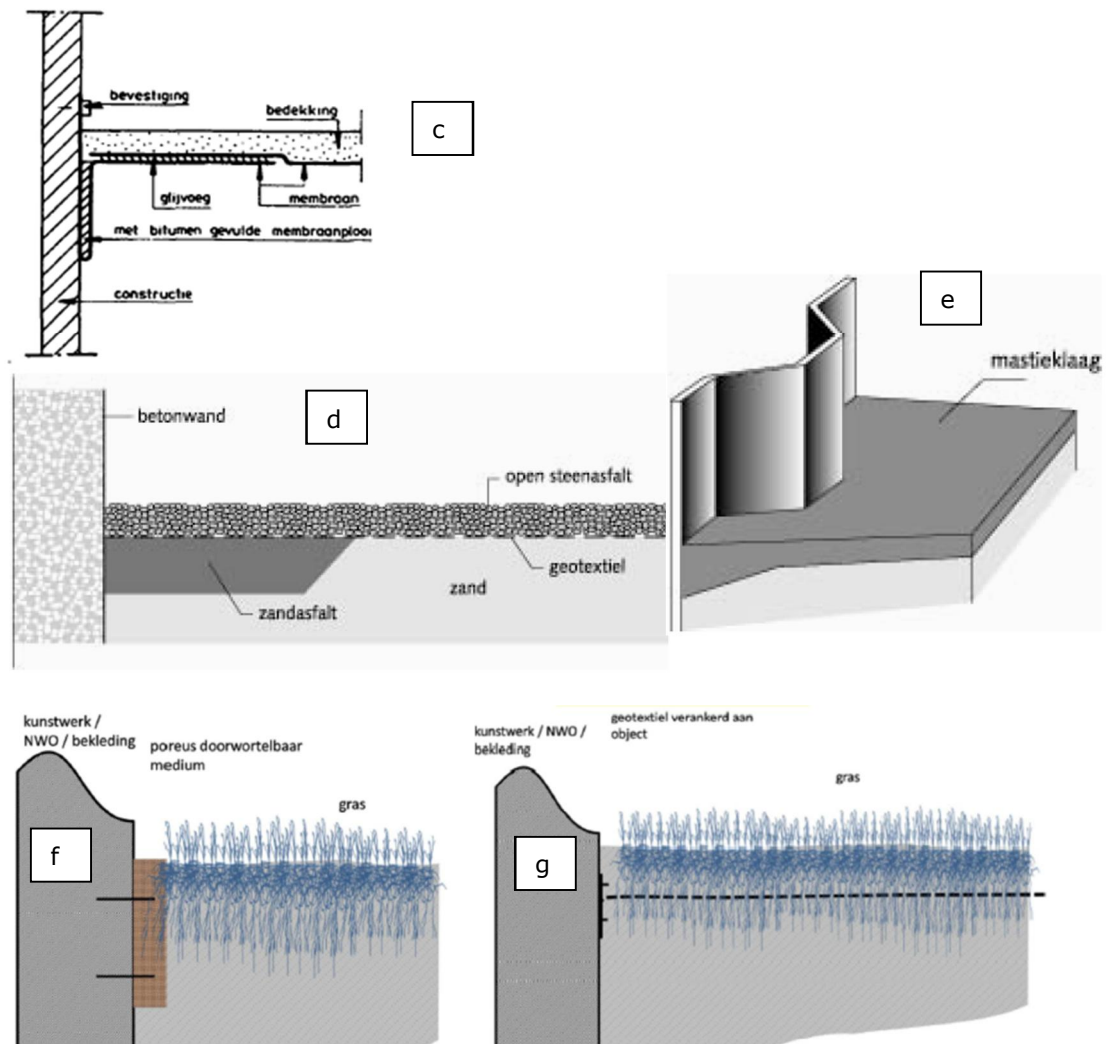
De beëindiging wordt gevormd door de invloedzone. De plaats en vormgeving vraagt apart aandacht. Aandachtspunten:

 - Zorg ervoor dat de overgang tussen aansluitconstructie en ongestoord dijklichaam zorgvuldig wordt uitgevoerd, opdat dit niet kan leiden tot een zwakke plek ter plaatse van deze overgang.
 - Bekijk bij het ontwerp van deze overgang zorgvuldig hoe kan worden voorkomen dat dit een zwakke plek wordt.

8.4 Principe-oplossingen

Figuur 45 geeft een overzicht van enkele beschikbare principe-oplossingen. Zie verder [Ref. 8.1]. Er zijn geen voorbeelden beschikbaar waar de robuustheid in een concrete toepassing is vastgesteld.





Figuur 45 Voorbeelden beschikbare principe-oplossingen voor aansluitconstructies (bron: [Ref. 8.1]):
 a - op steenzetting, gepenetreerde tapse blokken op geotextiel en grindkoffer
 b - op asfaltbekleding, membraanlus gevuld met mastiek of bitumen
 c - op bekleding, met bitumen gevulde membraanplooi
 d - op open steenasfaltbekleding, geotextiel op aanstorting zandasfalt
 e - van betonwand of stalen damwand op asfaltbekleding, mastiekopvulling
 f - van betonwand op grasbekleding, verankerd poreus doorwortelbaar medium
 g - van betonwand op grasbekleding, verankerd geotextiel

8.5 Referenties

- [Ref. 8.1] Handreiking aansluitconstructies, WTI 2017 Cluster Toetsregels Kunstwerken, Deltares rapport 1220087-006-GEO-0002, versie D1, juli 2015.
- [Ref. 8.2] [IAHR 2015] Transition structures in grass covered slopes of primary flood defences tested with the wave impact generator. Paul van Steeg e.a., IAHR 28 June – 3 July, 2015, The Hague, The Netherlands.
- [Ref. 8.3] [AO 2014] Aanzet tot (bouwstenen voor) ontwerp handreiking overgangconstructies. Fugro rapport 1213-0077-000, 5 maart 2014.

[Ref. 8.4] [ILH 2013] The International Levee Handbook. ISBN 978-0-86017-734-0, Ciria, London, 2013.

[Ref. 8.5] [ENW 2012] Post-flood investigation in the Lower Chao Phraya River Basin; Findings of the Thai – Dutch Reconnaissance Team. ENW rapport, mei 2012.

9 Bodembescherming

9.1 Inleiding

Een bodemverdediging beschermt de bodem tegen erosie en ligt aan zowel de buiten- als de binnenwaterzijde van de harde constructie. In relatie tot hoogwaterveiligheid wordt de bodembescherming belast in geval van stroming door de (onterecht) geopende kering (zie hoofdstuk 4 Niet sluiten) of over de gesloten kering (zie hoofdstuk 5 Hoogte). Bodemerosie aan de binnenzijde van het kunstwerk kan uiteindelijk leiden tot de ondermijning van het kunstwerk. Om de stabiliteit van het kunstwerk te kunnen garanderen binnen de levensduur en gegeven een toelaatbare faalkans, dient de eventuele erosie ver genoeg van de constructie plaats te vinden dan wel geheel te worden voorkomen. Om dit te realiseren wordt in de praktijk een bodembescherming aangelegd die moet voldoen aan een aantal eisen.

De belangrijkste constructieve eisen aan de bodembescherming hebben betrekking op:

- Stabiliteit (zie paragraaf 9.4)
- Horizontale afmetingen (zie paragraaf 9.5.2)
- Verticale opbouw (zie paragraaf 9.5.3)
- Flexibiliteit in relatie tot overgangen en aansluitingen (zie paragraaf 9.5.4).

Overige eisen van minder constructieve aard zijn bijvoorbeeld:

- Inspectie- en onderhoudseisen
- Milieu-eisen
- Uitvoeringseisen

In dit hoofdstuk ligt de focus op de constructieve aspecten. Opgemerkt wordt dat bij een ontwerpverificatie aan de Waterwet-eis alleen de bodembescherming aan de binnenzijde van de constructie wordt beschouwd onder de specifieke belasting als gevolg van een hoge buitenwaterstand en/of hoge windgolven. Andere belastingen zijn echter vaak dominant en bepalen doorgaans de dimensies van de bodembescherming. Dit valt echter buiten de scope van deze werkwijzer; hiervoor wordt verwezen naar andere ontwerpdocumenten. In deze Werkwijzer wordt de bodembescherming als een gegeven beschouwd; de benodigde dimensies zijn bepaald op basis van de eisen vanuit andere functies van het kunstwerk dan waterkeren.

9.2 Typen bodembescherming

In de praktijk wordt een veelheid aan typen bodembescherming en materialen gebruikt. Onderstaande tabel geeft een overzicht van de meest voorkomende typen bodembeschermingen.

Tabel 17 Overzicht verschillende veel voorkomende typen bodembescherming

Type bodembescherming	Materiaalsoort (meest voorkomend)	Berekeningsmethodiek
Granulair (al dan niet op geotextiel)	Breuksteen	Shields, uitgebreid
	Slakken (staalslakken, fosforslakken)	Shields voor stralen Pilarczyk
	Grind	Escarameia and May
Coherent	Blokkenmatten	Pilarczyk Escarameia and May

Type bodembescherming	Materiaal­soort (meest voorkomend)	Berekeningsmethodiek
	Open steenasfaltmatten	Geen model beschikbaar; modelonderzoek noodzakelijk per toepassing
	Met asfalt of colloïdaal beton gepenetreerd granulaair materiaal	
	Asfaltmasti­ekslabben	
Zetsteenconstructies	Betonzuilen	Pilarczyk
	Basaltzuilen	Escarameia and May
Composieten	Schanskorven	Pilarczyk
	Steenmatrassen	Escarameia and May

Verschillende typen bodembescherming worden vaak met dezelfde stabiliteitsformule berekend, waarbij het type bodembescherming wordt gemodelleerd middels een bij die bodembescherming horende waarde voor een specifieke parameter in deze formule. Er zijn meerdere stabiliteitsformules waarvan de uitkomsten niet altijd in lijn zijn met elkaar. Dit heeft deels te maken met de gevoeligheid van de turbulentiefactor in de verschillende formules, maar kan ook het gevolg zijn van mogelijke extrapolatie (oftewel de in te vullen waarden van de verschillende coëfficiënten komen niet overeen voor de situaties die beproefd zijn en waarvoor de formule is ontwikkeld). De uiteindelijke keuze voor een stabiliteitsformule wordt dan ook in de praktijk vaak gebaseerd op 'engineering judgement'. Opgemerkt wordt dat met numerieke modellen betere kwantitatieve informatie kan worden afgeleid voor stroomsnelheden en turbulentie-intensiteiten en waarmee dus meer zekerheid hieromtrent kan worden verkregen. Dit vergt echter een substantiële inspanning.

9.3 Belastingen

9.3.1 Oorzaken

De bodemverdediging kan belast worden door verschillende oorzaken, bedoeld of onbedoeld. De belasting kan afkomstig zijn van bijvoorbeeld stroming als gevolg van:

- Vullen/ledigen of spuien
- Niet-sluiten van deuren/ kleppen
- Overstorten

Ze kunnen ook afkomstig zijn van schepen als gevolg van

- (Boeg)Schroefstralen
- Scheepsgolven en retourstroming

En ze kunnen afkomstig zijn van windgolven, waarbij de combinatie van gelijktijdig optreden van stroming en golven maatgevend kan zijn.

Voor een ontwerpverificatie aan de Waterwet-eis is alleen de belasting als gevolg van een hoge buitenwaterstand en/of hoge windgolven van belang. In het vervolg van deze paragraaf wordt dan ook alleen op deze belastingsituatie ingegaan.

9.3.2 Soorten belasting

De stabiliteit van de toplaag van de bodembescherming wordt in principe berekend op een belasting als gevolg van de volgende drie belastinggevallen:

1. Stroming
2. Golfbelasting, met of zonder stroming
3. Overstort- / Plonsbelasting

1 Belasting door stroming

De belasting als gevolg van stromingen is veelal niet uniform, maar kan beter worden aangeduid als straal. Afhankelijk van het mechanisme kunnen verschillende soorten straalvormen ontstaan:

- Vlakke stralen
De vlakke stralen ontstaan daar waar bijvoorbeeld deuropeningen niet (goed) sluiten. De straal is breed en heeft daarmee een groot oppervlak. Dit soort stralen breekt relatief makkelijk af omdat de straal over een groter oppervlak met het omliggende water contact maakt.
- Rechthoekige stralen
Rechthoekige stralen komen voor bij het nivelleren van sluizen als gevolg van de vierkante openingen in de deuren. Meestal zijn er meerdere naast elkaar gelegen openingen. Hierdoor kunnen de stralen naar elkaar toegetrokken worden en zullen minder makkelijk worden afgebroken door het minder aanwezig zijn van omliggend (stilstaand) water.
- Ronde stralen
Ronde stralen worden door (boeg)schroeven opgewekt en gaan gepaard met hoge turbulentie-intensiteit. De ronde straal heeft het minste oppervlak dat grenst aan het omliggende water en wordt daarom het minst afgebroken.

Het type straal, en de mate van turbulentie bepaalt uiteindelijk tot hoever achter het kunstwerk een bepaalde belasting voelbaar is. Dit is belangrijk voor de lengte van de bodembescherming. Voor een ontwerpverificatie aan de Waterwet-eis is stroming als gevolg van overslag/overloop en vervalstromingen door het (onbedoeld) geopende kunstwerk van belang. Dit zijn over het algemeen vlakke stralen.

De belasting op een bodembescherming door stroming kan zowel pulserend zijn als continu. Een pulserende belasting treedt op als golven (mede) een rol spelen in de stroming over of door het kunstwerk. Twee belastinggevallen kunnen hierbij worden onderscheiden:

- A. Golven leiden tot een extra volume aan instromend water bij een geopend kunstwerk
- B. Golven leiden (mede) tot een overstortende straal achter het gesloten kunstwerk.

Ad A) Bij een geopend kunstwerk leveren golven doorgaans nauwelijks een bijdrage aan het instromend debiet omdat het instromend debiet als gevolg van het verval over het kunstwerk dominant is. Toch zijn er situaties denkbaar waarin golven wel een bijdrage leveren aan het instromend debiet. Denk aan een situatie met een relatief kleine waterdiepte boven de drempel in combinatie met grote golven. In dat geval heeft de belasting een sterk pulserend karakter.

Ad B) Deze situatie wordt onderstaand onder 3 nader uitgewerkt.

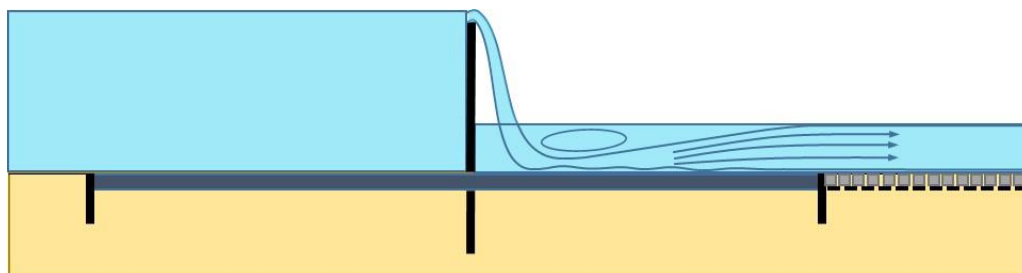
Voor het berekenen van de stroomsnelheid kan gebruik worden gemaakt van numerieke modellen. Hoewel vaak specifiek gericht op een type kunstwerk, zijn er ook benaderingsformules beschikbaar om de stroomsnelheid te bepalen. In paragraaf 16.4 van *Handleiding voor het Ontwerpen van granulaire Bodemverdedigingen* [Ref. 9.8] zijn enkele voorbeelden gegeven.

2 Belasting door golven

De bodembescherming bij waterkerende kunstwerken is doorgaans onder de waterlijn en bovendien achter het kunstwerk gelegen. Hierdoor wordt de bodembescherming niet rechtstreeks door golven aangevallen. Hierdoor spelen belastingen als gevolg van golven een beperkte rol en zijn onder 1) en 3) meegenomen.

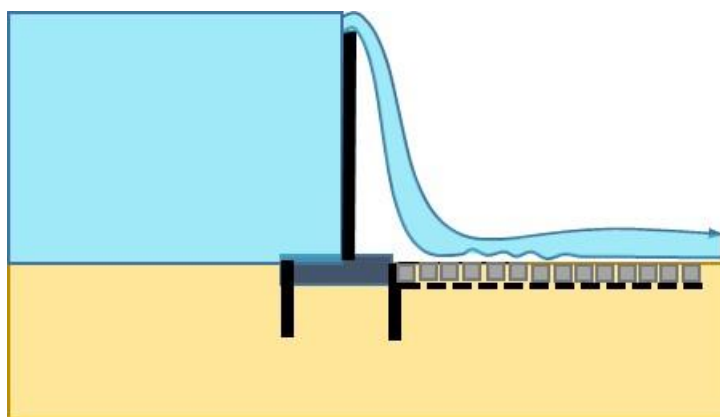
3 Overstort- / Plonsbelasting

Een afwijkend stromingsbeeld treedt op als gevolg van overslag en/of overloop over een gesloten kunstwerk. In dat geval bestaat de belasting uit een overstortende straal over de keermiddelen/constructie van het kunstwerk, die in water van beperkte diepte terecht komt. Vaak vindt dit plaats binnen de contouren van het betonwerk van de constructie, waarna de overstortende straal zich spreidt over het natte oppervlak van het kunstwerk. Ter plaatse van de bodembescherming wordt de bodembescherming dan alsnog belast door een stromingsbelasting.



Figuur 46 Overstortende straal binnen contouren betonwerk

Het komt ook voor dat de overstortende straal rechtstreeks de bodembescherming belast. Denk bijvoorbeeld aan overslag en/of overloop over een coupure. Hier wordt in paragraaf 9.4.2 nader op ingegaan.



Figuur 47 Overstortende straal rechtstreeks op bodembescherming

Golfoverslag leidt per definitie tot een sterk pulserende belasting op de bodembescherming achter het kunstwerk. Omdat er geen specifieke relaties bekend zijn die onderscheid maken tussen pulserende stroming en continue stroming, hebben de gepresenteerde stabiliteitsrelaties in de volgende paragraaf betrekking op bodembeschermingsconstructies die continue worden belast.

9.4

Sterkte

De sterkte van de bodembescherming wordt bepaald door het onderwatergewicht van de elementen die zijn toegepast in de bodembescherming. Dit

onderwatergewicht wordt bepaald door de afmeting van de elementen (doorgaans uitgedrukt als D) en hun soortelijk gewicht (vaak uitgedrukt als Δ zijnde het soortelijk gewicht van het element min het soortelijk gewicht van het water gedeeld door het soortelijk gewicht van het water).

Voor de bepaling van de benodigde combinatie van soortelijk gewicht Δ en elementafmeting D zijn verschillende stabiliteitsrelaties beschikbaar. In dit hoofdstuk worden de volgende modellen besproken; alle toepasbaar voor een situatie met stromingsbelasting:

- Shields, uitgebreid (toepasbaar voor een granulaire bodembescherming)
- Shields voor stralen (toepasbaar voor een granulaire bodembescherming)
- Pilarczyk (toepasbaar voor bijna alle soorten bodembescherming, zie Tabel 17)
- Escarameia and May (toepasbaar voor bijna alle soorten bodembescherming, zie Tabel 17)

Hoewel de formule van Izbash ook vaak genoemd wordt, is deze niet opgenomen omdat deze formule alleen een indicatie oplevert en met behulp van de overige theorieën een betere berekening kan worden gemaakt.

9.4.1 *Stabiliteitsrelaties voor stromingsbelasting*

De modellen worden gepresenteerd op de klassieke wijze om bij gegeven stroomsnelheden geschikte waarden voor Δ en D uit te rekenen. In deze leidraad is het gebruik net andersom: gegeven een ontwerp van een steenbestorting wordt de kritiek snelheid U_{cr} (soms andere notatie) bepaald die als invoerparameter dient voor de veiligheidsverificatie in de hoofdstukken Hoogte, Niet sluiten en Constructief bezwijken. De berekening is niet probabilistisch; de verwachting is dat de gevonden kritieke snelheid als rekenwaarde mag worden geïnterpreteerd omdat de gepresenteerde stabiliteitsrelaties doorgaans ontwerpformules zijn waarin enige (soms verborgen) veiligheid aanwezig is.

Voor het type 'granulaire bodembescherming' geldt dat de genoemde modellen allemaal toegepast kunnen worden. Voor de overige typen bodembescherming geldt dat voor de stabiliteitsrelaties van Pilarczyk en Escarameia and May een specifieke coëfficiënt kan worden ingevuld die geldt voor het type bodembescherming. Voor de asfaltmastiexlabben, steenasfaltmatten en met asfalt of colloïdaal beton gepenetreerd materiaal zijn echter geen coëfficiënten beschikbaar (zie ook *Achtergrondrapport toetsspoor Hoogte II – Bepaling kritiek overslag-/overloopdebiet* [Ref. 9.4]). In die gevallen waarin modelmatige verificatie niet mogelijk is kunnen fysieke modelproeven een optie zijn.

9.4.1.1. Stabiliteitsformule van Shields (uitgebreid)

De basisrelatie voor granulair materiaal onder stroming is de relatie van Shields. De relatie van Shields was oorspronkelijk afgeleid voor uniforme stroming over een horizontaal bed van loskorrelige materialen. De uitgebreide formulering bevat correctiefactoren voor taluds en niet-uniforme stroming:

$$\Delta \cdot D = \frac{k_t^2 \cdot U_{cr}^2}{k_{sl} \cdot \Psi_{cr} \cdot C^2} \quad 9.1$$

Hierin is:

- D** Karakteristieke elementafmeting [m]
 Voor granulaire materialen geldt: $D = D_{50}$
 D_{50} = Zeeffmaat waardoor 50% van het gewicht van een partij stenen kan passeren.
- U_{cr}** Diepte-gemiddelde kritieke stroomsnelheid [m/s]
- ψ_{cr}** Kritieke schuifspanningsparameter, ook wel Shieldsparameter genoemd [-]
- Δ** Relatieve dichtheid [-]
 $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$
 ρ_s = massadichtheid stenen [kg/m³]
 ρ_w = massadichtheid water [kg/m³]
- C** Chezy-coëfficiënt [m^{0,5}/s].
 Hiervoor zijn verschillende formules beschikbaar, de meest gebruikte is $C=18 \cdot \log(1+12 \cdot h/k_s)$ met Nikuradse ruwheidsparameter $k_s = 4 \cdot D_{50}$ en h de waterdiepte bij de bodembescherming
- k_{sl}** Taludfactor [-]

$$K_{sl} = \frac{\cos\psi \cdot \sin\beta + \sqrt{\cos^2\beta \cdot \tan^2\theta - \sin^2\psi \cdot \sin^2\beta}}{\tan\theta}$$
 ψ = hoek van de stroming met de opwaartse taludrichting (°)
 β = hoek van de bodembescherming met horizontaal (°)
 θ = hoek van inwendige wrijving (°) (voor breuksteen 40°)
 Voor stroming parallel aan het talud ($\psi=90^\circ$) geldt: $K_{sl} = \cos\beta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan\beta}{\tan\theta}\right)^2}$
 Voor stroming in neerwaartse richting van het talud ($\psi=180^\circ$) geldt: $K_{sl} = \frac{\sin(\theta-\beta)}{\sin\theta}$
- k_t** Turbulentiefactor [-]
 $k_t = (1+3r_0)/1,3$
 r_0 = dieptegemiddelde relatieve fluctuatie-intensiteit als gevolg van turbulentie [-]
 Bij normale turbulentie boven een vlak bed (bijvoorbeeld blokkenmat, asfaltmatten) geldt $r_0 = 0,1$ (10%). Bij normale turbulentie boven een ruw bed (bijvoorbeeld stortsteen) geldt $r_0 = 0,15$ (15%). Bij hoge turbulentie geldt $r_0 \approx 0,3$ ($k_t^2 = 2$), bij extreem hoge turbulentie geldt $r_0 \approx 0,45$ ($k_t^2 = 3$).

De grootte van de kritieke schuifspanningsparameter ψ_{cr} is afhankelijk van de toelaatbare schade. Onderstaande tabel geeft voor 3 verschillende waardes het bijbehorend gedrag. De waarde van deze schuifspanningsparameter is in het verleden afgeleid voor zandig materiaal en uniforme stroming. Hoewel deze waarde groter wordt bij grotere steendiameters onder uniforme stroming dient toch gebruik gemaakt te worden van deze onderstaande waarden omdat hoogstwaarschijnlijk andere coëfficiënten (zoals de relatieve fluctuatie-intensiteit als gevolg van turbulentie maar ook andere parameters) in de verschillende formules gekalibreerd zijn met gebruikmaking van deze waarden van de schuifspanningsparameter.

Tabel 18 Waarden voor schuifspanningsparameter ψ_{cr}

Schuifspanningsparameter ψ_{cr}	Waarneembaar gedrag
0,03-0,035	Begin van beweging van stenen
0,045-0,05	Enig transport van stenen
0,060	Doorgaand transport van stenen

Voor het ontwerp van een bodembescherming wordt aanbevolen om het criterium 'begin van beweging' aan te houden en voor de beoordeling het criterium 'enig transport van stenen'. De uiteindelijke keuze van de waarde van de schuifspanningsparameter dient te worden gebaseerd op het geaccepteerde risico op falen van het kunstwerk en de bijdrage van de bodembescherming hierin.

9.4.1.2. Stabiliteitsformule van Shields voor stralen

De stabiliteitsformule van Shields kan toepasbaar gemaakt worden voor geconcentreerde stralen boven een stortsteenbekleding door gebruik te maken van de stroomsnelheid boven de bodem (U_b) terwijl de invloed van de turbulentie van de stralen zelf en van de bodemruwheid op een directere manier wordt meegenomen. De formule luidt dan:

$$\Delta \cdot D = \frac{U_b^2 \cdot (1 + 3 \cdot r_0)^2}{k_{sl} \cdot \Psi_{cr} \cdot C^2} \quad 9.2$$

Op basis van de definitie voor k_t , zoals gegeven in de uitgebreide Shields formule, kan afgeleid worden dat voor $U_{cr} = 1,3 \cdot U_b$ geldt dat beide formules dezelfde uitkomsten opleveren.

9.4.1.3. Stabiliteitsformule van Pilarczyk

Een veel gebruikte formule voor het berekenen van bodembeschermingen is de formule van Pilarczyk. Het voordeel van deze formule is dat de verschillende invloedsfactoren afzonderlijk beschreven zijn. Hierdoor kan de formule afgestemd worden op specifieke situaties. Essentieel hierbij is een juiste schatting voor de verschillende parameters. Naarmate de toepassing specifiek wordt is er echter minder informatie over deze parameters bekend en neemt de onzekerheid omtrent de schatting toe. De spreiding rond de verschillende parameters is bepalend voor de spreiding rond de berekende steendiameter.

De formule van Pilarczyk luidt:

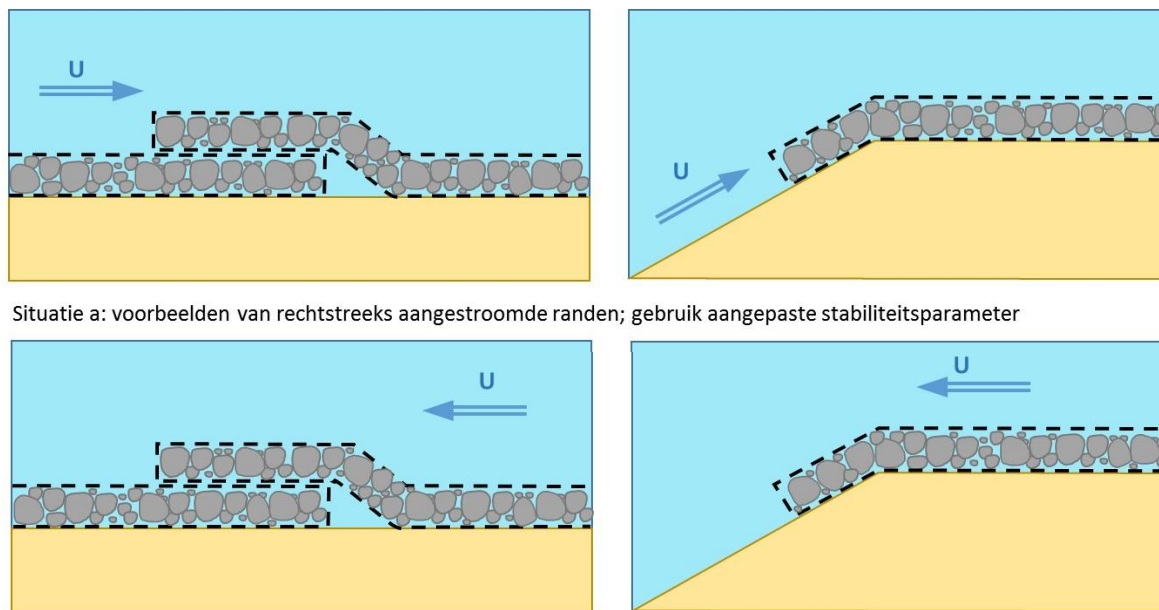
$$\Delta \cdot D = \phi_{sc} \cdot \frac{0,035}{\Psi_{cr}} \cdot k_h \cdot \frac{k_t^2}{k_{sl}} \cdot \frac{U_0^2}{2 \cdot g} \quad 9.3$$

Hierin is:

- D Karakteristieke elementafmeting [m]
 Voor granulaire materialen geldt: $D = D_{n50}$
 D_{n50} = nominale steendiameter van een steenstuk met een massa M_{50} .
 $D_{n50} = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$.
 M_{50} = massa [kg] van een steen uit de steengradering waarvoor geldt dat 50% van de massa van de steengradering bestaat uit stenen die lichter zijn dan dat deze massa.
 ρ_s = massadichtheid stenen [kg/m³]
 Voor gabions en steenmatrassen geldt: D = dikte element
 Voor blokkenmatten geldt D = blokdikte.
- ϕ_{sc} Stabiliteitsparameter om de invloed van overgangen en de afwijkende hydraulische belastingen die hier optreden te verdisconteren. Voor ϕ_{sc} worden de volgende waarden aangehouden:
- beëindiging van rechtstreeks aangestroomde gabions/steenmatrassen: $\phi_{sc} = 1,0$
 - beëindiging van rechtstreeks aangestroomd losgestort breuksteen: $\phi_{sc} = 1,5$
 - breuksteen in een doorgaande laag (minimale twee lagen stenen): $\phi_{sc} = 0,75$
 - steenzettingen, doorgaande (steen- of blokken)matconstructies: $\phi_{sc} = 0,50$
- Δ Relatieve dichtheid [-]
 Granulaire materialen, steenzettingen, blokkenmatten: $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$
 Schanskorven, steenmatrassen: $\Delta = (1-n) \cdot (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$
 ρ_s = massadichtheid stenen [kg/m³]
 ρ_w = massadichtheid water [kg/m³]

	n = gehalte open ruimte (inclusief poriën) [-]; voor schanskorven en matrassen geldt $n \approx 0,4$
ψ_{cr}	Schuifspanningsparameter [-] Vergelijkt de stabiliteit van het systeem met de kritieke schuifspanningsparameter van losse stenen volgens Shields, waarbij voor de Shieldsparameter een waarde van 0,035 is gebruikt. $\psi_{cr} = 0,035$ voor granulaire materialen $\psi_{cr} = 0,070$ voor schanskorven, steenmatrassen
k_h	Diepte-parameter [-] $k_h = 2/(\log^2(1+12h/k_r))$ voor volledig ontwikkeld snelheidsprofiel $k_h = (1+h/D)^{-0,2}$ voor niet-fully ontwikkeld snelheidsprofiel h = waterdiepte [m] $k_r = D_n$ voor hydraulisch gladde elementen, betonblokken $k_r = 2 \cdot D_n$ voor ruwe elementen, zoals breuksteen De factor K_h kan worden verwaarloosd als in plaats van met de gemiddelde stroomsnelheid met de lokale snelheid nabij de bodem wordt gerekend.
k_{sl}	Taludfactor [-] $K_{sl} = \frac{\cos\psi \cdot \sin\beta + \sqrt{\cos^2\beta \cdot \tan^2\theta - \sin^2\psi \cdot \sin^2\beta}}{\tan\theta}$ ψ = hoek van de stroming met de opwaartse taludrichting (°) β = hoek van de bodembescherming met horizontaal (°) θ = hoek van inwendige wrijving (°) (voor breuksteen 40°) Voor stroming parallel aan het talud ($\psi=90^\circ$) geldt: $K_{sl} = \cos\beta \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\tan\beta}{\tan\theta}\right)^2}$ Voor stroming in neerwaartse richting van het talud ($\psi=180^\circ$) geldt: $K_{sl} = \frac{\sin(\theta-\beta)}{\sin\theta}$
k_t	Turbulentiefactor [-] $k_t^2 = 0,67$ in geval van lage turbulentie en uniforme stroming $k_t^2 = 1,0$ bij normale turbulentie (bijvoorbeeld stroming in rivieren) $k_t^2 = 1,5$ bij verhoogde turbulentie (veelvoorkomend, niet-uniforme stroming) $k_t^2 = 2,0$ bij hoge turbulentie (benedenstrooms van een watersprong of in een scherpe bocht) $k_t^2 = 3$ bij zeer hoge turbulentie (bijvoorbeeld jet, schroefstraalbelasting of ter plaatse van watersprong)
U_0	Diepte-gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
g	Gravitatieversnelling ($g=9,81 \text{ m/s}^2$)

Voor de te hanteren stabiliteitsparameter ϕ_{sc} is het van belang te weten of randen rechtstreeks worden aangestroomd of niet. Hiermee wordt een situatie bedoeld zoals in figuur 48, situatie a is weergegeven, waarbij de stromingsrichting tegen de richting van de overlap in is. Voor randen waar de stroming overheen trekt in dezelfde richting als de overlap kan de stabiliteitsparameter voor een doorgaande laag / matconstructie gebruikt worden (zie ook situatie b in figuur 48).



Situatie a: voorbeelden van rechtstreeks aangestroomde randen; gebruik aangepaste stabiliteitsparameter

Situatie b: voorbeelden van randen die niet rechtstreeks worden aangestroomd; gebruik stabiliteitsparameter voor doorgaande laag

Figuur 48 Voorbeelden van rechtstreeks en niet-rechtstreeks aangestroomde randen

9.4.1.4.

Stabiliteitsformule van Escarameia and May

Met de formule van Escarameia and May kan naast stortsteen ook ontworpen worden voor steenzettingen en steenmatrassen/schanskorven. De formule van Escarameia and May ziet er als volgt uit (*River and channel revetments – A design manual* [Ref. 9.11]):

$$\Delta \cdot D_{n50} = K_t \cdot \frac{U_b^2}{2 \cdot g}$$

9.4

Hierin is:

D_{n50} D_{n50} = nominale steendiameter van een steenstuk met een massa M_{50} .

$$D_{n50} = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$$

M_{50} = massa [kg] van een steen uit de steengradering waarvoor geldt dat 50% van de massa van de steengradering bestaat uit stenen die lichter zijn dan dat deze massa.

ρ_s = massadichtheid stenen [kg/m³]

Voor gabions en steenmatrassen geldt de D_{n50} van de stenen in de gabion/steenmatras

Voor steenzettingen geldt D_{n50} = blokdikte

K_t Turbulentiecoëfficiënt[-] Hiervoor geldt:

Stortsteen: $K_t = 12,3 \cdot r_{u,b} - 0,20^*$

Gabions en steenmatrassen: $K_t = 12,3 \cdot r_{u,b} - 1,65^{**}$

Steenzettingen: $K_t = 0,75 \cdot (12,3 \cdot r_{u,b} - 0,20) = 9,22 \cdot r_{u,b} - 0,15^{***}$

Blokkenmatten: $K_t = 0,05^{****}$

([Escarameia, 1995]) $K_t = 1,79 \cdot r_{u,b} - 0,72^{*****}$

* Geldig als $r_{u,b} \geq 0,05$ en taludhelling 1:2 of flauwer

** Geldig als $r_{u,b} \geq 0,12$ en taludhelling 1:2 of flauwer

*** Geldig als $r_{u,b} \geq 0,05$ en taludhelling 1:2,5 of flauwer

- **** Geldig als $r_{u,b} \leq 0,43$ en taludhelling onbekend
***** Geldig als $0,43 < r_{u,b} < 0,90$ en taludhelling onbekend
- $r_{u,b}$ = turbulentie-intensiteit op 10% van de waterdiepte boven de bodembescherming [-]
Normale turbulentie: $r_{u,b} = 0,12$
Verhoogde turbulentie: $r_{u,b} = 0,20$
Matig tot hoge turbulentie: $r_{u,b} = 0,35$ tot $0,50$
Zeer hoge turbulentie: $r_{u,b} = 0,60$
- U_b Stroomsnelheid op 10% van de waterdiepte boven de bodembescherming [m/s]
 $U_b = (-1,48 \cdot r_{u,b} + 1,04) \cdot U$ Geldig als $r_{u,b} \leq 0,5$
 $U_b = (-1,48 \cdot r_{u,b} + 1,36) \cdot U$ Geldig als $r_{u,b} > 0,5$
 U = gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
- Δ Relatieve dichtheid [-]
Hiervoor geldt: $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$
 ρ_s = massadichtheid stenen [kg/m³]
 ρ_w = massadichtheid water [kg/m³]
- g Gravitatieversnelling ($g=9,81$ m/s²)

In de formule van Escarameia and May is impliciet een veiligheidsfactor opgenomen omdat deze bedoeld is voor ontwerpen. Niet bekend is hoe groot deze veiligheidsfactor is. Verder wordt in de formule van Escarameia and May de waterdiepte niet meegenomen, wat met name bij diepere wateren leidt tot grotere elementafmetingen ten opzichte van Shields en Pilarczyk.

9.4.2

Stabiliteitsberekening voor overstort/plonsbelasting

Voor overstort/plonsbelasting is nagenoeg geen literatuur beschikbaar. In *Achtergrondrapport toetsspoor Hoogte II – Bepaling kritiek overslag-/overloopdebiel* [Ref. 9.4] wordt het model van Vrijburcht aangehaald. Hoewel in [Ref. 9.4] geconcludeerd wordt dat de betrouwbaarheid van dit model niet zo groot wordt ingeschat, kan het wel gebruikt worden om een eerste indicatie te verkrijgen. Tevens kan gebruik worden gemaakt van de richtwaarden zoals opgenomen in tabel 7-4 van de *schematiseringshandleiding hoogte kunstwerk* [Ref. 5.4].

Afhankelijk van de bijdrage van de bodembescherming op het totale risico op falen kan worden overwogen om fysiek model onderzoek te doen.



Figuur 49 2D Fysiek modelonderzoek bodembeschermingen (bron: Deltares)

9.5 Overige verificaties

9.5.1 Algemeen

Over het algemeen zijn de verificaties in deze paragraaf niet van toepassing bij de ontwerpverificatie aan de Waterwet-eis omdat de dimensies van de bodembescherming doorgaans niet door de hoogwater belastingsituatie worden bepaald maar door andere belastingsituaties. Het kan echter voorkomen dat de hoogwater belastingsituatie wel bepalend is voor de dimensies van de bodembescherming. Daarom wordt in deze paragraaf beknopt ingegaan op andere aspecten dan de dimensies van de toplaag.

9.5.2 Horizontale afmetingen

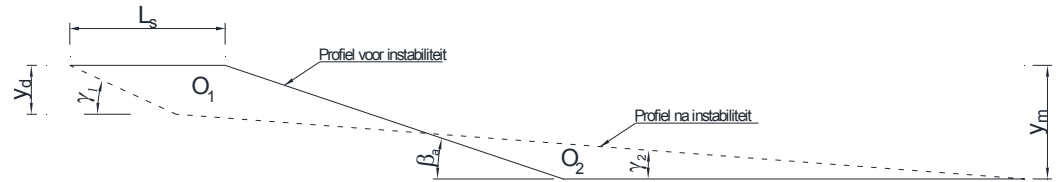
De benodigde lengte van de bodembescherming wordt bepaald door analyse van de geotechnische stabiliteit wanneer er zich benedenstrooms van de bescherming als gevolg van erosie een ontgrondingskuil ontwikkeld. Wanneer de diepte van de kuil groot is of de aanzethelling van de kuil erg steil wordt, kan afschuiving of zettingsvloeiing plaatsvinden. Zettingsvloeiing is een grondmechanische instabiliteit waarbij een oorspronkelijk losgepakte granulaire grondmassa in verweekte toestand raakt en als gevolg van de aanwezige helling uitvloeit. De dichtheid en de doorlatendheid van het grondpakket zijn hierbij van grote invloed. Afschuiving is een grondmechanische instabiliteit waarbij geen verweking optreedt, maar de grondmassa als geheel een neerwaartse verplaatsing ondergaat.

Afhankelijk van de inscharingslengte kan een afschuiving of een zettingsvloeiing de stabiliteit van het kunstwerk bedreigen. De kans op instabiliteit wordt dus kleiner bij toenemende lengte van de bodembescherming. De stroomsnelheid neemt aan de rand ook af bij een toenemende lengte. Naast het verlengen van de bodembescherming kan ook gekozen worden voor het verdedigen van de aanzethelling door deze vast te leggen. Dit kan bijvoorbeeld als 'falling apron' worden gerealiseerd.

De minimale lengte van de bodembescherming is dus afhankelijk van de kuildiepte en steilheid van de kuil. Daarnaast is het type bodemmateriaal van invloed. Wanneer zettingsvloeiing mogelijk is zal de gradiënt van het eindprofiel zeer flauw zijn, bijvoorbeeld 1:15, terwijl bij afschuiving deze gradiënt eerder 1:6 tot 1:8 zal zijn.

In deze paragraaf wordt een methodiek beschreven voor het beoordelen van de lengte van de bodemverdediging. Deze methode is gebaseerd op een bergingsmodel, waarin de twee situaties, direct voor en na geotechnische instabiliteit, met elkaar worden vergeleken. In de *Scour Manual* ([Ref. 9.5]) wordt het bergingsmodel beschreven en worden verschillende gemiddelde en maximale waarden gegeven die gebruikt kunnen worden voor een algemene ontwerprelatie waarin de lengte van de bodemverdediging wordt afgeleid.

Het bezwijken van de bodembescherming als gevolg van een geotechnische macro-instabiliteit wordt ingeleid door het ontstaan van ontgrondingen aan de rand van de bodembescherming. Als hier te steile hellingen in combinatie met te diepe kuilen ontstaan, kan afhankelijk van de grondslag zettingsvloeiing of afschuiving optreden.



Figuur 50 Bergingsmodel (2D) voor afschuiving en zettingsvloeiing.

$$L_s = y_d \left(\frac{1}{2} \frac{y_d}{y_m} - 1 \right) \cdot (\cot \gamma_2 - \cot \gamma_1) + \frac{1}{2} y_m (\cot \gamma_2 - \cot \beta_a) \quad 9.5$$

Waarbij geldt dat $O_1 = O_2$

Hierin is:

L_s	Inscharingslengte [m]
y_d	Erosiediepte bij de overgang van de steilste helling naar de tweede helling [m]
y_m	Maximale erosiediepte [m]
β_a	Gemiddelde hellingshoek voor instabiliteit [m]
γ_1	Hellingshoek steilste helling na instabiliteit [m]
γ_2	Hellingshoek tweede helling na instabiliteit [m]
O_1	Afgeschoven oppervlak [m ²]
O_2	Gedeponeerd oppervlak [m ²]

De inscharingslengte moet kleiner zijn dan de lengte van de toegepaste bodembescherming. Wanneer y_d gelijk wordt gesteld aan 0 is de inscharingslengte het grootst.

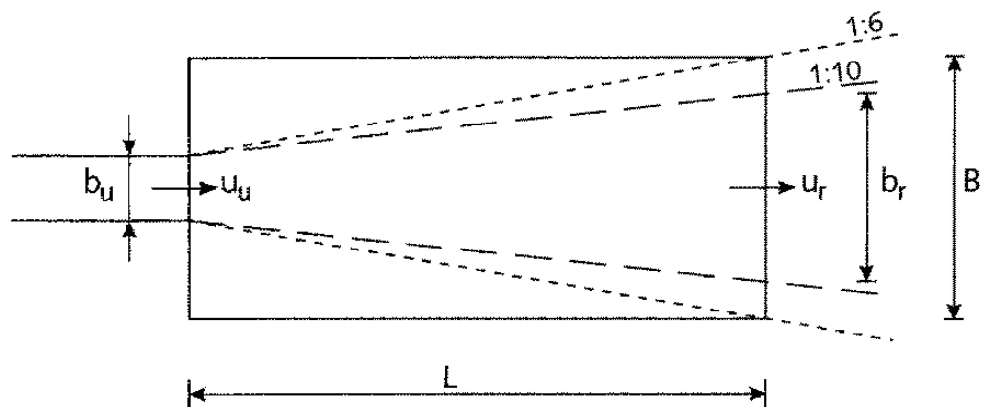
De inscharingslengte is afhankelijk van de maximale erosiediepte. De erosiediepte-ontwikkeling is een tijdsafhankelijk proces. Verwezen wordt naar de *Scour Manual*, Chapter 3 ([Ref. 9.5]) voor de berekeningsmethodiek.

De evenwichtsdiepte die bereikt wordt na lange tijd belasten kan geschat worden met de volgende formule (*Scour Manual* [Ref. 9.5]):

$$y_e = \frac{(1 + 3 \cdot r_0) \cdot U_0 - U_{cr}}{U_{cr}} \cdot h \quad 9.6$$

Als de gemiddelde stroomsnelheid U_0 een aantal malen groter is dan de kritische stroomsnelheid U_{cr} dan levert de formule onrealistische waarden op. Begrenzing van de evenwichtsdiepte tot tweemaal de waterdiepte kan dan worden gehanteerd. De grootte van U_{cr} is afhankelijk van de ondergrond. In de *Scour Manual* ([Ref. 9.5]) wordt een relatie gegeven om deze waarde te berekenen als ook kleideeltjes en daarmee dus cohesie moet worden meegenomen. Voor granulaire materialen kunnen de eerder gegeven formules gebruikt worden.

Naast de lengte is ook de breedte van belang. *CUR 197 Breuksteen in de Praktijk* [Ref. 9.2] geeft hiervoor een eerste aanzet wanneer de stroming zich gaat verbreden zoals bij een duiker. De totaal benodigde breedte (B) wordt hier bepaald op basis van de aanname dat de stroming zich onder een hoek van 1:6 verspreid. B kan dan berekend worden op basis van de lengte, dus $B=1/3 \cdot L+b_u$.



Figuur 51 Bepaling breedte bodembescherming op basis van spreidingshoek (bron: CUR 197)

9.5.3

Verticale opbouw

Het materiaal dat de toplaag van de bodembescherming vormt, is meestal te groot om direct op de bestaande bodem neer te leggen. Veelal worden er één of meerdere filterlagen aangebracht die samen de functie hebben om erosie van de bodem te voorkomen en zo een geometrisch-dichte opbouw te vormen. Een geometrisch-dichte opbouw kan ook gerealiseerd worden door een geotextiel direct op het bodemmateriaal te plaatsen en daarmee één of meerdere filterlagen uit te sparen. Om te voldoen aan geometrisch-dichte filterlagen zijn er eisen ten aanzien van specifieke maximale verhoudingen tussen de lagen. Deze eisen hebben betrekking op de grensvlakstabiliteit, de interne stabiliteit en de waterdoorlatendheid. Voor de formulering van de eisen wordt verwezen naar het *Handboek Ontwerp van schutsluizen* ([Ref. 9.8]), sectie 16.7.3.

Er bestaan ook geometrisch-open filters. De toplaag dient dan een voldoende dikte te hebben zodanig dat de hydraulische gradiënt te klein wordt om het bodemmateriaal in beweging te brengen. Bestaande rekenregels zijn echter momenteel gebaseerd op min of meer uniforme stroming. Het effect van turbulentie op de minimale dikte van de toplaag is niet bekend. Hiervoor dient eerst fysiek model onderzoek te worden gedaan. De kosten van modelonderzoek wegen meestal ruimschoots op tegen de kosten van een extra filterlaag en daarmee kan een geometrisch-open filter economisch een goed alternatief zijn voor geometrisch-dichte filters. Aanvullende informatie over geometrisch-open filters is beschikbaar in *CUR 161 Filters in hydraulic engineering* [Ref. 9.1], *CUR 233 Interface stability of granular filter structures* [Ref. 9.2], *Validation and optimization of a design formula for geometrically open filter structures* [Ref. 9.9] en *Granular open filters on a horizontal bed under wave and current loading* [Ref. 9.10].

Zowel de toplaag als de filterlagen dienen een minimale dikte te hebben. Voor de minimale dikte wordt onderscheid gemaakt tussen fijne gradering en lichte sorteringen. Daarnaast wordt er onderscheid gemaakt in de wijze van aanbrengen, namelijk vanaf land in den droge, vanaf land in den natte en vanaf water door middel van storten. Voor geometrisch-dichte filters wordt voor fijne graderingen een

vaste toeslag bovenop de $2xD_{n50}$ laagdikte gehanteerd (Tabel 19). Voor lichte sorteringen is de toeslag gelijk aan 0,5 tot $1xD_{n50}$ van de gradering (Tabel 20). Onderstaande tabellen geven voor de fijne gradering en lichte sortering de tolerantie en gemiddelde dikte bij geometrisch-dichte filters. De minimale dikte wordt gelijk gesteld aan $2xD_{n50}$.

Tabel 19 Tolerantie en gemiddelde dikte bij geometrisch-dichte filters fijne gradering

Fijne gradering		Tolerantie			Gemiddelde dikte		
	D_{n50}^*				$D_f = 2,0 D_{n50} + \text{tolerantie}$		
		droog	nat	storten	D_{f_droog}	D_{f_nat}	$D_{f_storten}$
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
oud: 40/100 mm	0.063	0.1	0.15	0.2	0.23	0.28	0.33
oud: 80/200 mm	0.127	0.1	0.15	0.2	0.35	0.40	0.45
45/125 mm	0.067	0.1	0.15	0.2	0.23	0.28	0.33
63/180 mm	0.097	0.1	0.15	0.2	0.29	0.34	0.39
90/250 mm	0.135	0.1	0.15	0.2	0.37	0.42	0.47
45/180 mm	0.080	0.1	0.15	0.2	0.26	0.31	0.36
90/180 mm	0.114	0.1	0.15	0.2	0.33	0.38	0.43

*Gemiddelde D_{n50} bij een dichtheid van 2650 kg/m^3

Tabel 20 Tolerantie en gemiddelde dikte bij geometrisch-dichte filters voor lichte sortering

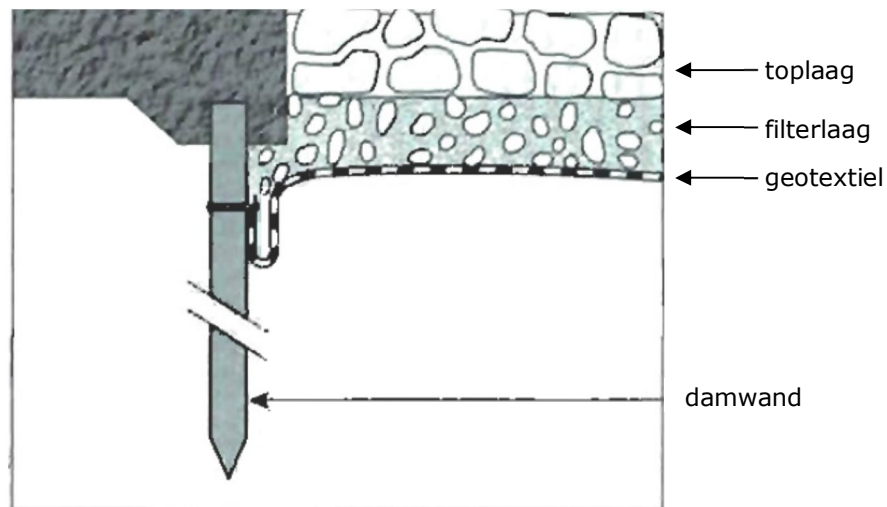
Lichte Sortering		Nauwkeurigheid			Gemiddelde dikte		
	D_{n50}^*	$f \times D_{n50}$			$D_f = 2,0 D_{n50} + \text{nauwkeurigheid}$		
		f_{droog}	f_{nat}	$f_{storten}$	D_{f_droog}	D_{f_nat}	$D_{f_storten}$
	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]
5-40 kg	0.20	0.5	0.8	1.0	0.50	0.56	0.60
10-60 kg	0.24	0.5	0.8	1.0	0.60	0.68	0.72
40-200 kg	0.36	0.5	0.8	1.0	0.91	1.02	1.09
60-300 kg	0.42	0.5	0.7	0.9	1.04	1.13	1.21
15-300 kg	0.38	0.5	0.7	0.9	0.94	1.02	1.09

*Gemiddelde D_{n50} bij een dichtheid van 2650 kg/m^3

9.5.4

Flexibiliteit

Daar waar de bodembescherming eindigt treedt erosie op. De rand van de bodembescherming dient zo flexibel te zijn dat deze de ontgravingen zonder grote problemen kan volgen. De aansluiting van de bodembescherming tegen een harde constructie moet zorgvuldig uitgevoerd worden om daar mogelijke erosie van het basismateriaal tegen te gaan. Een voorbeeld is gegeven in figuur 52.



Figuur 52 Detail van aansluiting bodembescherming aan een verticale constructie

9.6 Omgaan met empirische formuleringen en onzekerheden

Voor de diverse belastingtypen zijn stabiliteitsrelaties beschikbaar, elk geldig voor een beperkt toepassingsgebied en elk met onzekerheden als gevolg van onzekerheden in de invoerparameters en onzekerheden in de kwaliteit van de afgeleide stabiliteitsrelaties. Deze formuleringen kunnen dienen als uitgangspunt bij het conceptueel ontwerp van bodembeschermingen. Vanwege de beperkte geldigheid en nauwkeurigheid kan worden overwogen om fysiek model onderzoek te doen. Dit is mede afhankelijk van de bijdrage van de bodembescherming op het totale risico op falen.

9.7 Referenties en achtergronddocumenten

- [Ref. 9.1] CUR-publicatie 161, 1993, Filters in hydraulic engineering, Gouda.
- [Ref. 9.2] CUR-publicatie 197, 2000. Breuksteen in de praktijk, Deel 2: dimensionering van constructies in binnenwateren. Stichting CUR, Gouda.
- [Ref. 9.3] CUR-publicatie 233, 2010, Interface stability of granular filter structures, Theoretical design methods for currents, CURNET, Gouda.
- [Ref. 9.4] Deltares, 2015. WTI 2017 Kunstwerken, Achtergrondrapport toetspoot Hoogte II – Bepaling kritiek overslag-/overloopdebiet. Rapport 1220087-001-GEO-0011-jvm.
- [Ref. 9.5] Hoffmans, G.J.C.M. en H.J.Verheij, 1997. Scour Manual. A.A. Balkema, Rotterdam.
- [Ref. 9.6] Hoffmans, G J.C.M., 2012. The Influence of Turbulence on Soil Erosion. Deltares Select Series Volume 10, Eburon.
- [Ref. 9.7] Rijkswaterstaat Bouwdienst, 1995. Handleiding voor het Ontwerpen van granulaire Bodemverdedigingen achter tweedimensionale Uitstromingsconstructies

- [Ref. 9.8] Rijkswaterstaat Bouwdienst, 2000. Ontwerp van Schutsluizen, Deel 2. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat Generaal Rijkswaterstaat.
- [Ref. 9.9] Van de Sande, S.A.H., Uijttewaal, W.S.J., Verheij, H.J., 2014. Validation and optimization of a design formula for geometrically open filter structures, Proc. 34th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Seoul, Korea.
- [Ref. 9.10] Wolters, G. and Van Gent, M.R.A., 2012. Granular open filters on a horizontal bed under wave and current loading, Proc. 33rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Santander, Spain.
- [Ref. 9.11] M. Escarameia, River and channel revetments – A design manual, 1998

10 Komberging

10.1 Inleiding

De grootte van de komberging is direct van belang bij het bepalen van de faalkansen van de kunstwerken. De definitie van het kombergend vermogen is reeds verwoord in paragraaf 2.2. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de diverse aspecten van komberging.

10.2 Grootte van de beschikbare komberging (V_c)

De grootte van de beschikbare komberging is afhankelijk van diverse aspecten welke in deze paragraaf de revue passeren. In de meest basale vorm is het kombergend vermogen niets anders dan de toelaatbare waterstandsverhoging vermenigvuldigd met het oppervlak van het kombergend gebied. In formulevorm is dit als volgt:

$$V_c = A_{kom} \cdot \Delta h_{kom} \quad 10.1$$

Waarin:

- V_c Maximaal beschikbaar volume aan kombergend vermogen in het achterland waarbij geen substantiële gevolgen optreden [m^3]
 A_{kom} Het beschikbare oppervlak waarin water geborgen kan worden [m^2]
 Δh_{kom} Toelaatbare waterstandsverhoging in het kombergend gebied [m]

10.2.1 Toelaatbare waterstandsverhoging kombergend gebied (Δh_{kom})

De toelaatbare waterstandsverhoging is in de overstromingskansbenadering gerelateerd aan de optredende gevolgen in het achterland. Deze waterstandsverhoging in een (water) systeem achter een kunstwerk betreft het verschil tussen het binnendijkse peil aan het begin van de hoogwatersituatie en het binnendijkse peil waarbij er juist nog geen sprake is van substantiële gevolgen en/of slachtoffers. Dit laatste peil wordt ook wel met open keerhoogte (OKH) aangeduid.

Open Keerhoogte (OKH)

De OKH betreft de maximaal toelaatbare binnenwaterstand waarbij nog net geen falen van de binnendijkse waterkering optreedt. De Open Keerhoogte is altijd gerelateerd aan de eigenschappen van het gebied of de constructie(s) aan de binnenzijde van de waterkering. Dit peil zorgt samen met de overige kenmerken van het achterliggende (water)systeem (oppervlakte, binnenwaterstand, etcetera) voor de grootte van het kombergend vermogen. Het vormt daarmee een gedeelte van de 'sterkte' van het kunstwerk met betrekking tot *niet sluiten*.

Bij het bepalen van het waterpeil aan het begin van de hoogwatersituatie dient rekening gehouden te worden met hetgeen er aan een hoogwatersituatie vooraf gaat. In veel gevallen zal dit beginpeil hoger zijn dan het gemiddeld peil of het streefpeil als gevolg van bijvoorbeeld neerslag voorafgaande en tijdens de hoogwaterperiode. Maar ook het beleid van de waterkeringbeheerder bij een naderend hoogwater is van invloed. In verband met bijvoorbeeld kwel kan een beheerder besluiten om het binnendijkse water wat op te zetten. Daarentegen kan hij ook besluiten om juist een binnendijkse watergang wat af te malen, zodat er aanvullende komberging beschikbaar is. Deze aanvullende komberging is dan met

name bedoeld om toestromend vanuit het achterland gedurende een hoogwaterperiode te kunnen bergen.

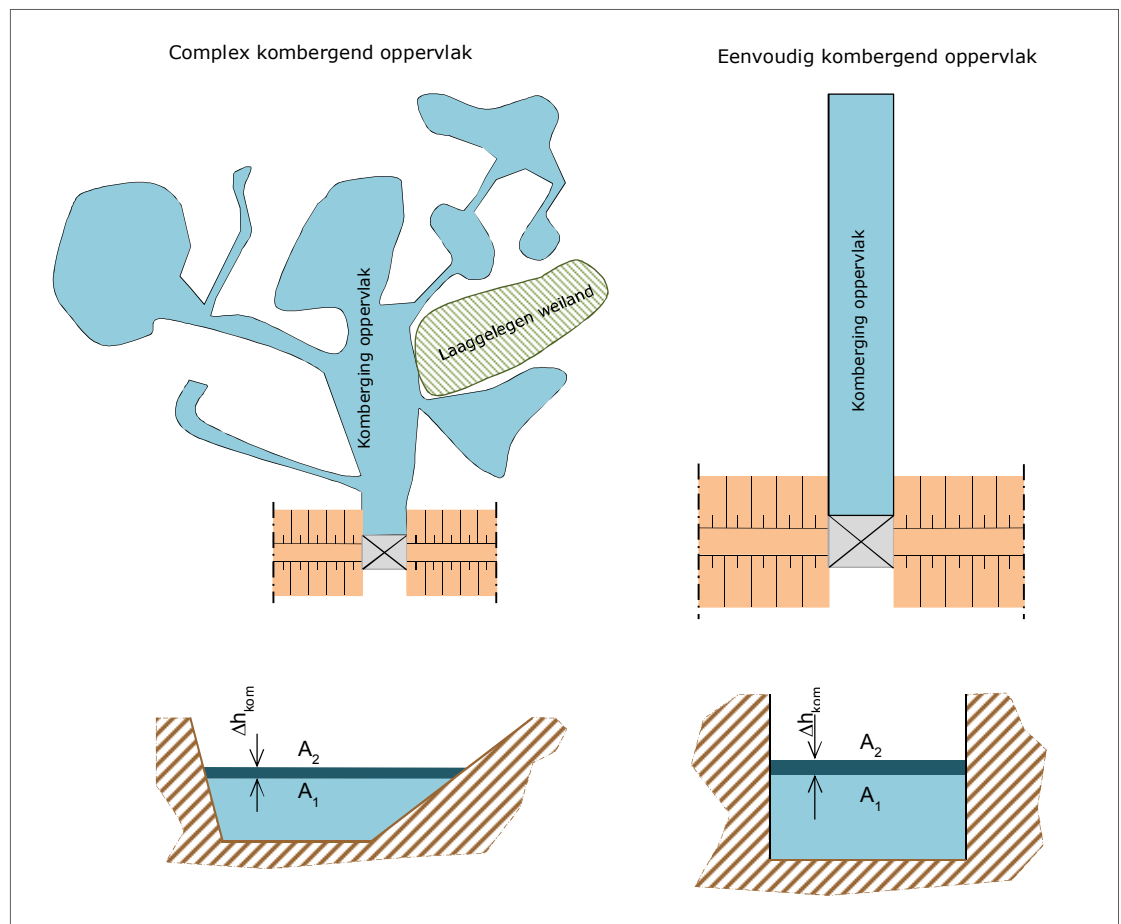
Het maximaal toelaatbare binnenpeil is in eerste instantie gerelateerd aan schade en/of slachtoffers. Voor achterliggende keringen kan als uitgangspunt worden gehanteerd dat zolang de waterstand lager is dan de bij de normering van deze (regionale) keringen horende toetswaterstand, ze niet zullen falen. Dit betekent dat er expliciet vanuit gegaan wordt dat de achterliggende keringen op orde zijn en voldoen aan de voor hen van toepassing zijnde eisen. Dit betekent tevens dat het maximaal toelaatbaar peil lager kan zijn dan de kerende hoogte van de achterliggende keringen, omdat deze bijvoorbeeld falen als gevolg van piping of stabiliteit bij lagere waterstanden dan de kerende hoogte.

Er kunnen ook andere criteria gekoppeld zijn aan het maximaal toelaatbare binnenpeil. Een voorbeeld hiervan is zoutbezwaar, wanneer een te grote hoeveelheid zout water leidt tot substantiële schade aan natuur of landbouw.

Bij coupures is sprake van een afwijkende situatie. Hier is geen achterliggende watergang aanwezig waarin water direct kan worden geborgen. Bij het falen van een coupure stroomt er water direct over het maaiveld van het achterland. Indien dit bestaat uit grasland kunnen de gevolgen nog beperkt zijn. Wanneer de coupure in een woonkern gelegen is zal instroming van water direct leiden tot overlast. In dat geval kan direct gebruik worden gemaakt van de term 'substantiële economische schade' zoals deze in paragraaf 2.2 is gedefinieerd. Geadviseerd wordt om voor coupures in stedelijk gebied (woonkern) zo min mogelijk rekening te houden met komberging en sec middels het kerende vermogen van de coupure te voldoen aan de eisen.

10.2.2 *Oppervlakte kombergend gebied (A_{kom})*

Het bepalen van het kombergend oppervlak kan van heel grof tot heel nauwkeurig worden uitgevoerd. Dit is met name afhankelijk van de specifieke situatie. In onderstaande figuur is links een fictieve situatie geschetst, waarbij sprake is van een ingewikkeld stelsel van wateroppervlakten. Daarnaast is de dwarsdoorsnede van de watergangen niet constant en verloopt deze met het waterpeil. Tevens is een laaggelegen weiland aanwezig, waarvan het onderlopen maar zeer beperkte gevolgen kent.



Figuur 53 Kombergend gebied complex (links) en eenvoudig (rechts)

In bovenstaande linker situatie is niet sprake van één kombergend oppervlak. Het is duidelijk dat dan direct gedacht moet worden aan kombergend volume('s).

De situatie kan ook redelijk eenvoudig zijn (zie figuur 53, rechts); bijvoorbeeld wanneer de watergang achter het kunstwerk een kanaal betreft met duidelijke kaden en een eenduidig dwarsprofiel.

Hulpmiddelen die kunnen worden gebruikt bij bepaling van het kombergend oppervlak zijn GIS-applicaties en rekenprogrammatuur ten behoeve van modelberekeningen.

Geadviseerd wordt om in eerste instantie het kombergend oppervlak globaal (conservatief) te bepalen. Betreffende het kombergend vermogen, maar ook aangaande het instromende debiet bij falen van het kunstwerk spelen veel onzekerheden een rol. Het nauwkeurig bepalen van het kombergend oppervlak (vermogen) heeft dan ook alleen nut wanneer ook de andere aspecten op een nauwkeurige wijze worden meegenomen. Zeker voor het ontwerp van een kunstwerk is een globale, enigszins conservatieve wijze van bepalen van het kombergend vermogen aan te bevelen in het kader van een robuust ontwerp.

10.2.3

Overige invloedsfactoren kombergend vermogen

Naast het kombergend oppervlak en de kritieke peilverhoging zijn er een aantal andere factoren die de beschikbare komberging bij falen beïnvloeden, zoals:

- Regen in het achterliggende systeem of de toestroom van riviertjes en kanalen.
- Pompen en gemalen die worden ingezet tijdens een hoogwater om het binnenpeil te beteugelen hebben een positieve invloed op het kombergend vermogen.
- Pompen en gemalen die worden ingezet om vanuit de polders op de kombergende watergang(en) te lozen hebben een negatieve invloed op het kombergend vermogen.

10.2.4 *Verdeling kombergend vermogen over meerdere kunstwerken*

Wanneer het kombergend vermogen bekend is, dient te worden beschouwd welk deel hiervan beschikbaar is voor het te ontwerpen kunstwerk. Daartoe wordt een lijst opgesteld van kunstwerken die gebruik maken van dezelfde komberging. Deze kunstwerken kunnen zich bevinden in hetzelfde dijktraject, maar kunnen ook behoren tot een ander dijktraject en zelfs tot een andere dijkring.

Een eerste conservatieve benadering kan zijn om de beschikbare komberging naar rato te verdelen over de aanwezige en het te ontwerpen kunstwerk (V_c/n). Een scherpere verdeling kan worden gemaakt door naar de faalmechanismen te kijken van de verschillende kunstwerken en te bepalen in welke mate deze onafhankelijk dan wel afhankelijk zijn. Wanneer de buitenwaterstand sterk dominant is voor de faalkansen van de kunstwerken, is er sprake een behoorlijke afhankelijkheid en wanneer de faalkansen van de kunstwerken dan ordegrrootte hetzelfde zijn is het verdelen naar rato van de komberging een goed uitgangspunt.

Om een nauwkeurigere verdeling te maken is dus een (probabilistische) analyse van de betrokken kunstwerken nodig. Belangrijk is dan om te analyseren hoe groot de kans is dat wanneer het te ontwerpen kunstwerk faalt, tevens een ander kunstwerk ook faalt. Wanneer randvoorwaarden en opbouw van twee kunstwerken geheel identiek is, is het duidelijk dat deze kans groot is. In dat geval kan aan elk kunstwerk een deel van de komberging worden toegekend. Wanneer echter de kunstwerken hele andere faalkansen kennen en ook de omstandigheden waarbij falen optreedt niet vergelijkbaar zijn, is dit een te conservatieve benadering en kan de komberging geheel aan het te ontwerpen kunstwerk worden toegekend. Dit alles kan de nodige inspanning vergen. Het hanteren van de conservatieve benadering is in eerste instantie dan ook aan te bevelen.

Een specifiek aandachtspunt betreft de overslag/overloop bij de dijken. Voor dijken zijn nog geen richtlijnen en/of aanbevelingen ten aanzien van komberging. Het is echter duidelijk dat bij grotere overloop/overslaggebieden van dijken (nog geen bres) er ook een beroep wordt gedaan op het kombergend vermogen van het gebied. Bij het ontwerp van een nieuw kunstwerk wordt daarom aanbevolen om hier wel enige aandacht aan te schenken. Dit speelt met name bij hoge buitenwaterstanden waarbij er water over het kunstwerk stroomt en wellicht over de aangrenzende dijkvakken.

10.3 **Instromend volume**

Wanneer het waterkerende vermogen van het kunstwerk zijn limiet heeft bereikt en er dus een beroep wordt gedaan op het kombergend vermogen, hangt het van een aantal zaken af hoe snel (debiet) en hoeveel (volume)buitenwater door/over het kunstwerk naar binnen stroomt.

- A. Het faalmechanisme dat optreedt
- B. Afmetingen van het/de watervoerende element(en)
- C. Optreden bresvorming
- D. Het moment van falen in de tijd

- E. Het verloop van de hoogwatergolf in de tijd
- F. Het verloop van de binnenwaterstand in de tijd

Daarnaast speelt het verloop van de hoogwatergolf en de binnenwaterstand in de tijd een rol bij het instromend debiet. Op de diverse aspecten wordt in de volgende paragrafen nader ingegaan.

10.3.1 *Optredend faalmechanisme*

Afhankelijk van het optredende faalmechanisme ontstaat een bepaalde instroomsituatie voor het kunstwerk. Zo is de instroomopening bij het mislukken van de sluiting anders dan in het geval van overloop/overslag. De wijze waarop water naar binnenstroomt is bij de diverse faalmechanismen reeds beschreven.

- *Hoogte.* Voor *hoogte* geldt dat instroming plaatsvindt over het keermiddel/kunstwerk heen, waarbij geen sprake is van direct contact tussen binnen- en buitenwaterstand
- *Niet sluiten.* In het geval van *niet sluiten* vindt instroming in eerste instantie plaats door de aanwezige watervoerende elementen. Dit kan door een kokervormige doorsnede zijn (bijvoorbeeld inlaatduiker), maar ook een open bakconstructie zoals een keersluis.
- *Piping.* Bij *piping* wordt het uitgangspunt gehanteerd dat bij het optreden hiervan direct een bres in de waterkering ontstaat. Bij dit faalmechanisme wordt geen rekening gehouden met komberging.
- *Sterkte en stabiliteit.* Voor dit faalmechanisme geldt dat over het algemeen bij falen direct sprake zal zijn van een onbeheersbare situatie, waarbij komberging nauwelijks de faalkans beïnvloed. Falen vindt namelijk altijd plaats bij hoge buitenwaterstanden, zodat de stroomsnelheden van het instromende water al snel leiden tot verdere bresvorming. Bij het faalmechanisme *sterkte en stabiliteit* wordt daarom bij ontwerpen geen rekening gehouden met komberging

10.3.2 *Afmetingen van watervoerend element(en)*

Nadat een faalmechanisme optreedt wordt de grootte van het instromende debiet bepaald door de fysieke afmetingen van de watervoerende elementen. Zo is het totale overslagdebiet over een smalle coupure kleiner dan over een brede coupure. Bij een brede coupure zal het maximaal toelaatbare instromende volume dus eerder bereikt zijn.

De fysieke afmetingen van de watervoerende elementen worden altijd bepaald door de primaire functie van het kunstwerk. De waterkerende functie heeft hier geen directe invloed op.

10.3.3 *Optreden bresvorming*

Indien na het optreden van een bepaald faalmechanisme er snel sprake is van verdere bresvorming en bresgroei, is het instromende debiet lastig te bepalen. Voor die situaties wordt bij het ontwerp van een kunstwerk aanbevolen ervan uit te gaan dat het optreden van het faalmechanisme direct leidt tot het falen van het kunstwerk (optreden overstromingsgevolgen). Met name voor *sterkte en stabiliteit* en *piping* is dit een aan te bevelen uitgangspunt omdat deze doorgaans bij hoge buitenwaterstanden plaatsvinden en bij bezwijken er direct ook een oncontroleerbare situatie ontstaat. Mogelijke uitzonderingen hierop zijn in-/uitlaatduikers en persleidingen van gemalen.

10.3.4 *Verloop van de hoogwatergolf en de binnenwaterstand*

De maximaal toelaatbare buitenwaterstand in geval van het optreden van een faalmechanisme is afhankelijk van het verloop van de hoogwatergolf, de optredende golven, de wijze van instromen en de binnenwaterstand. Deze buitenwaterstand is in de *Leidraad Kunstwerken 2003* ([Ref. 10.2]) aangeduid als het open keerpeil (OKP)³⁷. Echter aangezien deze buitenwaterstand afhankelijk is van een aantal onzekere parameters zoals het verloop van de hoogwatergolf is er niet sprake van één OKP, maar zijn er vele OKP's. Daarnaast is in de *Leidraad Kunstwerken 2003* [Ref. 10.2] het OKP vooral betrokken op het faalmechanisme *niet sluiten*. Op grond van het bovenstaande wordt in deze werkwijzer geen gebruik meer gemaakt van de term OKP.

Als gevolg van instromend water neemt de binnenwaterstand ook toe gedurende een hoogwatergolf. De mate waarin is afhankelijk van de grootte en configuratie van de komberging. Bij een hele grote kom wordt de binnenwaterstand nauwelijks beïnvloed, terwijl bij een hele kleine kom de binnenwaterstand mee zal lopen met de buitenwaterstand. Een en ander betekent dat het instromende debiet gedurende een hoogwatergolf varieert.

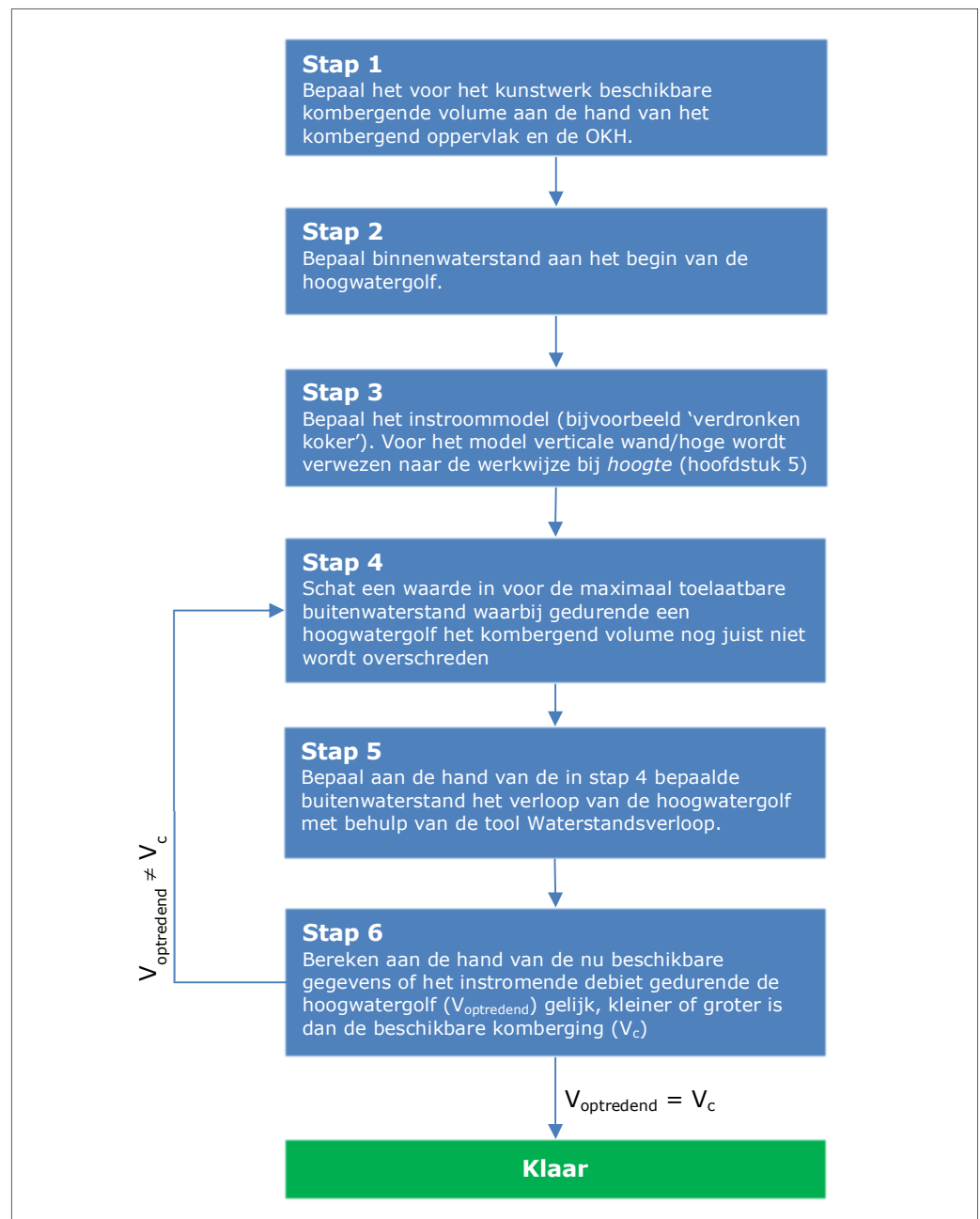
In het hoofdstuk Hydraulische Belastingen (zie hoofdstuk 3) zijn voor de verschillende watersystemen de verlopen van een hoogwater aangegeven. Deze zijn gebaseerd op de tool Waterstandsverloop. Deze bevat per systeem/gebied één vorm van de hoogwatergolf welke vooralsnog als maatgevend wordt aangehouden. In het betreffende hoofdstuk is tevens aangegeven hoe omgegaan moet worden met golven gedurende een hoogwatergolf³⁸.

10.4 **Praktische aanpak instromend volume**

In het hoofdstuk *hoogte* (zie hoofdstuk 5) is aangegeven hoe komberging en overslag/overloop meegenomen kan worden in het ontwerp voor dit faalmechanisme. Voor *niet sluiten* wordt hieronder de werkwijze aangegeven hoe kan worden geverifieerd of de beschikbare komberging toereikend is voor een specifieke situatie. Specifieker nog: welke buitenwaterstand nog juist niet leidt tot het optreden van overstromingsgevolgen in het achterland bij het falen van de sluiting. Voor *piping* en *sterkte en stabiliteit* geldt dat bij het ontwerp van een nieuw kunstwerk aanbevolen wordt om geen rekening te houden met komberging. Indien hier vanuit een specifieke reden toch voor wordt gekozen, kunnen de meeste stappen van het volgende schema (zie Figuur 54) ook worden doorlopen.

³⁷ Open Keerpeil (OKP): Buitenwaterstand welke bij open afsluitmiddel nog juist niet tot een ontoelaatbaar instromend volume buitenwater leidt ([Ref. 5.5])

³⁸ Binnen het WBI is de hoogwatergolf geschematiseerd als een blok waarbij in eerste instantie wordt gerekend met een tijdsduur van 6 uur. Gebleken is dat dit passend kan zijn voor windgedomineerde belastingsystemen met een golfhoogte tot circa 2 m, maar zeker niet voor afvoergedomineerde belastingsystemen. In dit laatste geval wordt aanbevolen het waterstandsverloop uit de tool Waterstandsverloop te hanteren om tot een adequate inschatting van het instromend volume te komen.



Figuur 54 Stappenplan omgang met kombergend vermogen bij *betrouwbaarheid sluiting*

Wanneer bij stap 6 het instromende volume groter is dan de beschikbare komberging kan stap 4 opnieuw worden ingevuld door een lagere maximaal toelaatbare buitenwaterstand aan te houden. In het geval het instromende volume kleiner is dan het beschikbare volume, kan uiteraard een hogere buitenwaterstand worden aangehouden bij stap 4. Het kan dus nodig zijn om meerdere iteratieslagen te maken alvorens de gezochte maximaal toelaatbare buitenwaterstand te vinden.

Wanneer sprake is van een (zeer) kleine komberging kan met wat eenvoudige handsommen worden bekeken of het gehele stappenplan wel doorlopen moet worden. De kans is dan aanwezig dat de binnenwaterstand de buitenwaterstand direct kan volgen, waardoor het direct duidelijk is welke maximale buitenwaterstand

er vanuit komberging toelaatbaar is. Uiteraard dient dan nog wel bekeken te worden of de bodembescherming in staat is de stroomsnelheden van het instromende debiet te weerstaan.

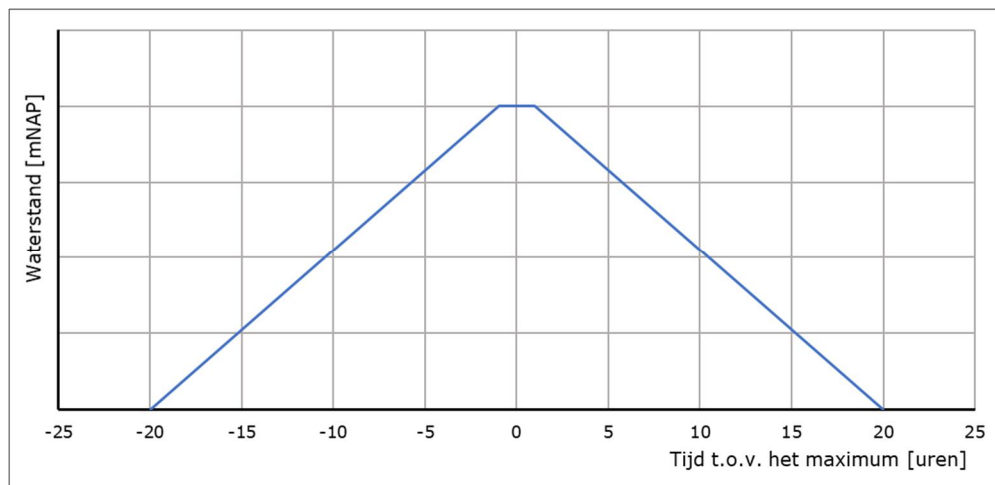
10.5 Voorbeeld

In deze paragraaf wordt een voorbeeld uitgewerkt voor de situatie van een uitwateringsduiker. Bepaald wordt welke buitenwaterstand maximaal toelaatbaar is (piekwaarde van de hoogwatergolf) in geval de sluiting van de duiker faalt. Er worden drie benaderingen hiervoor gegeven.

10.5.1 Gegevens

De volgende gegevens zijn voorhanden:

- Instroommodel: verdronken koker
- Binnenwaterstand bij sluiting: NAP +0,0 m
- Toelaatbare peilstijging binnenwaterstand = 1,25 m (=NAP +1,25 m)
- Oppervlak komberging: 400.000 m²
- Kombergend volume: $V_c = \Delta h_{\text{kom}} \cdot A_{\text{kom}} = 1,25 \text{ m} \cdot 400.000 \text{ m}^2 = 500.000 \text{ m}^3$
- Verloop hoogwatergolf: Zie onderstaande figuur. De piekperiode duurt 2 uur met een piekwaterstand H_{piek} .
- Sluitpeil: NAP +0,0 m.
- Oppervlak duiker: 1,0 m²
- Geen toestroming van water vanuit het achterland en ook geen inzet van gemalen.
- Golven spelen geen rol omdat instroming plaatsvindt via een koker.

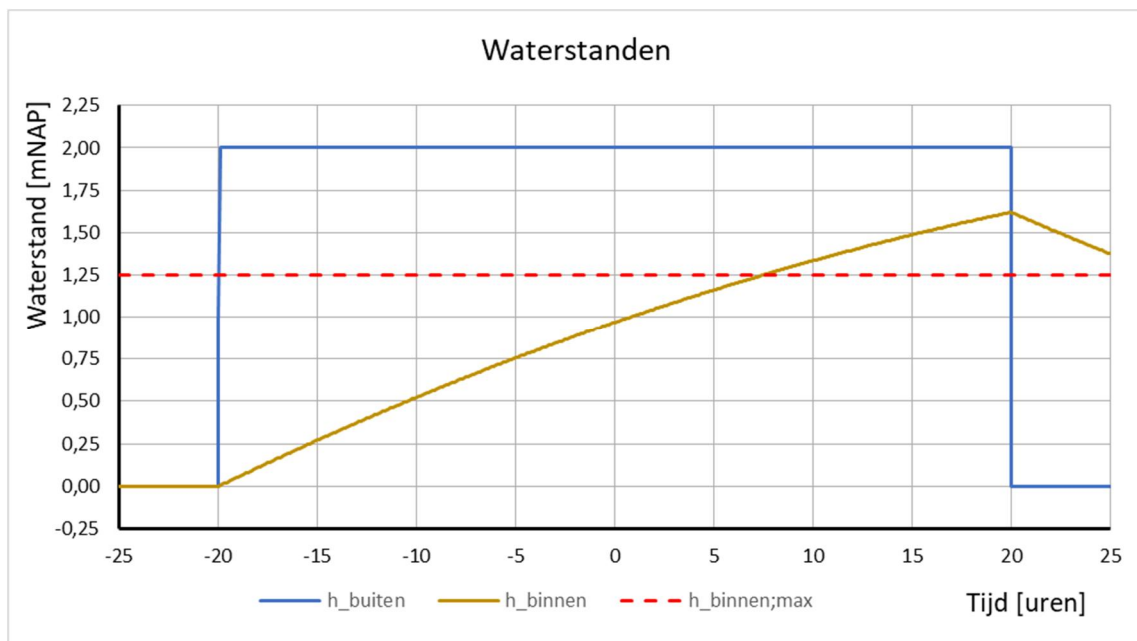


Figuur 55 Verloop in de tijd van de buitenwaterstand tijdens een hoogwatergolf

10.5.2 Eerste benadering

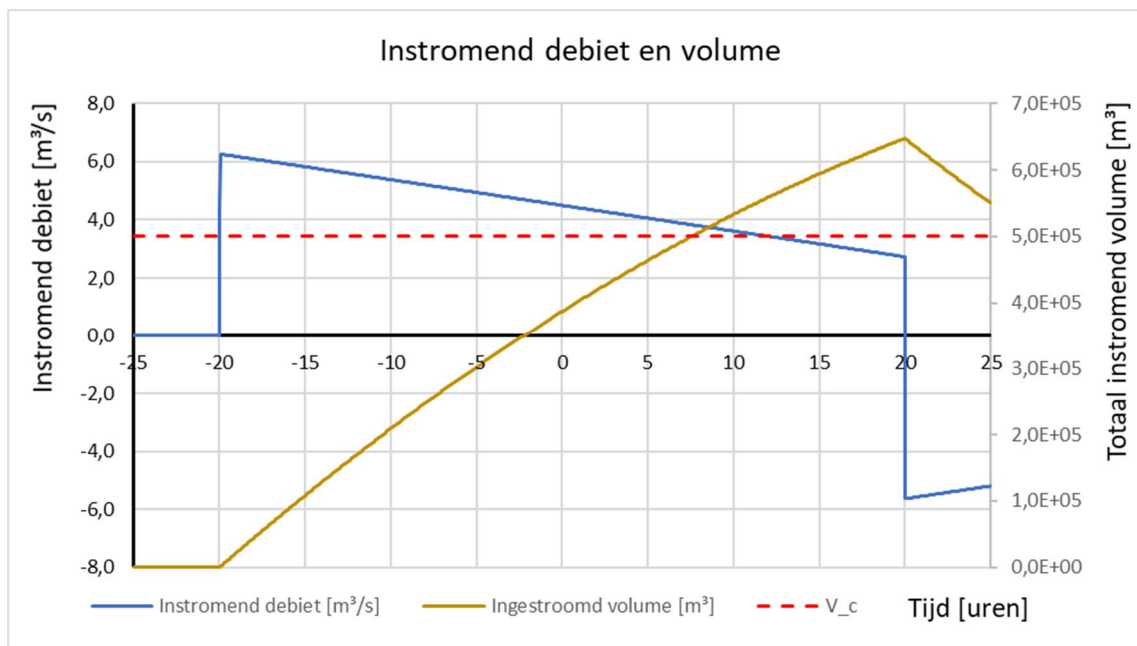
De eerste benadering betreft een conservatieve benadering, waarbij de afvoergolf geschematiseerd wordt als een blok met een tijdsduur van 40 uur en een constante waterstand H_{piek} .

In eerste instantie wordt een piekwaterstand van NAP +2,0 m aangehouden. Dat leidt tot onderstaande figuren betreffende het verloop van waterstanden en instroming.



Figuur 56 Verloop in de tijd van de waterstanden gedurende hoogwatergolf bij eerste eenvoudige benadering

De rode stippellijn betreft de randvoorwaarde dat de binnenwaterstand niet hoger mag worden dan NAP +1,25 m. Deze wordt overschreden en dus is een piekwaterstand van NAP +2,0 m buitenwaterstand te veel voor de komberging. Dit wordt ook in onderstaande figuur duidelijk, waarin instromend debiet en volume zijn weergegeven.



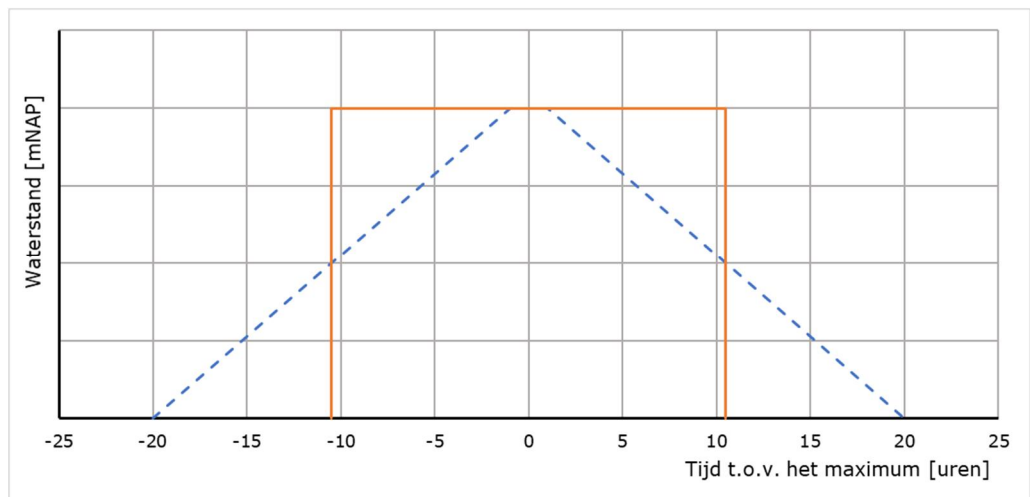
Figuur 57 Verloop in de tijd van debiet en volume gedurende hoogwatergolf bij eerste eenvoudige benadering

Zichtbaar is dat het totaal ingestroomd volume boven het kritieke volume van $5,0 \cdot 10^5 \text{ m}^3$ komt. Hierbij is in de berekening van het instromende volume rekening gehouden met het oplopen van de binnenwaterstand.

Door het uitvoeren van een aantal iteraties wordt uiteindelijk gevonden dat bij een maximale buitenwaterstand van NAP +1,4 m (H_{piek}) het kombergend volume juist niet wordt overschreden.

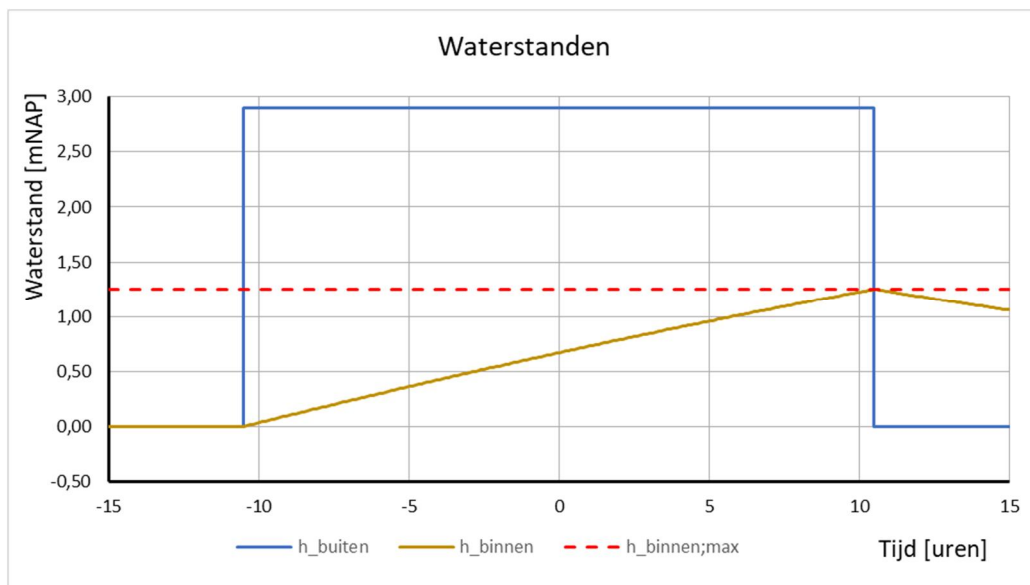
10.5.3 Tweede benadering

De tweede benadering betreft een benadering waarbij de tijdsduur van de hoogwatergolf dusdanig wordt verkleind dat er wederom met een blokvorm gerekend kan worden maar waarbij het oppervlak onder deze blokvorm gelijk is aan het oppervlak onder de trapeziumvorm van de daadwerkelijke afvoergolf (zie oranje lijn in onderstaand figuur).

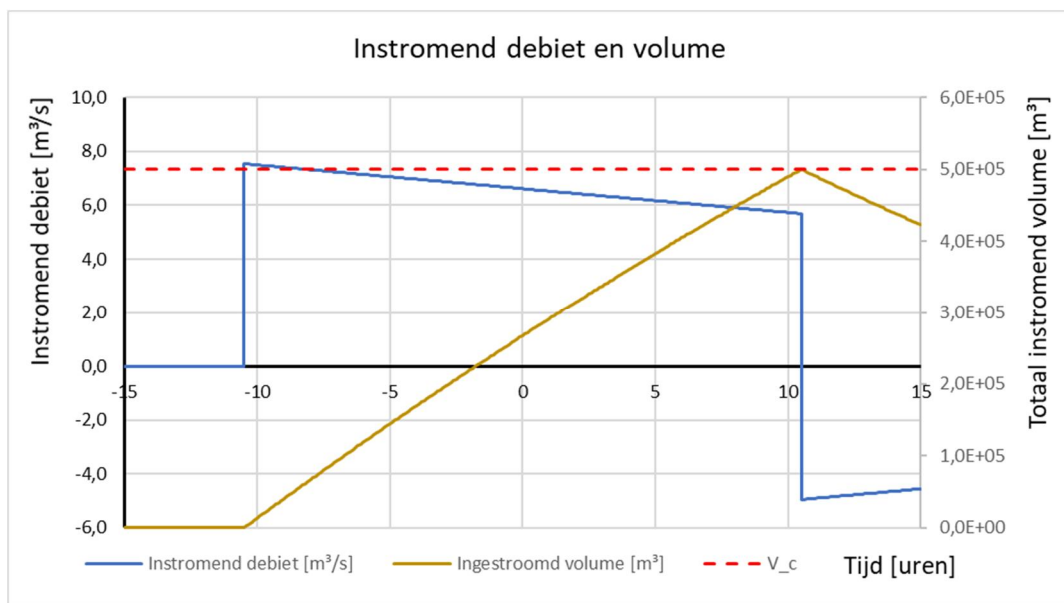


Figuur 58 Schematisering verloop in de tijd van de buitenwaterstand voor de tweede benadering

Er wordt dus nu gerekend met een duur van de hoogwatergolf van 21 uur. Wanneer dit wordt uitgewerkt en een aantal iteraties worden uitgevoerd wordt een maximaal toelaatbare buitenwaterstand van NAP +2,90 m gevonden. In onderstaande grafieken is het verloop van de waterstand en het instromende volume gegeven.



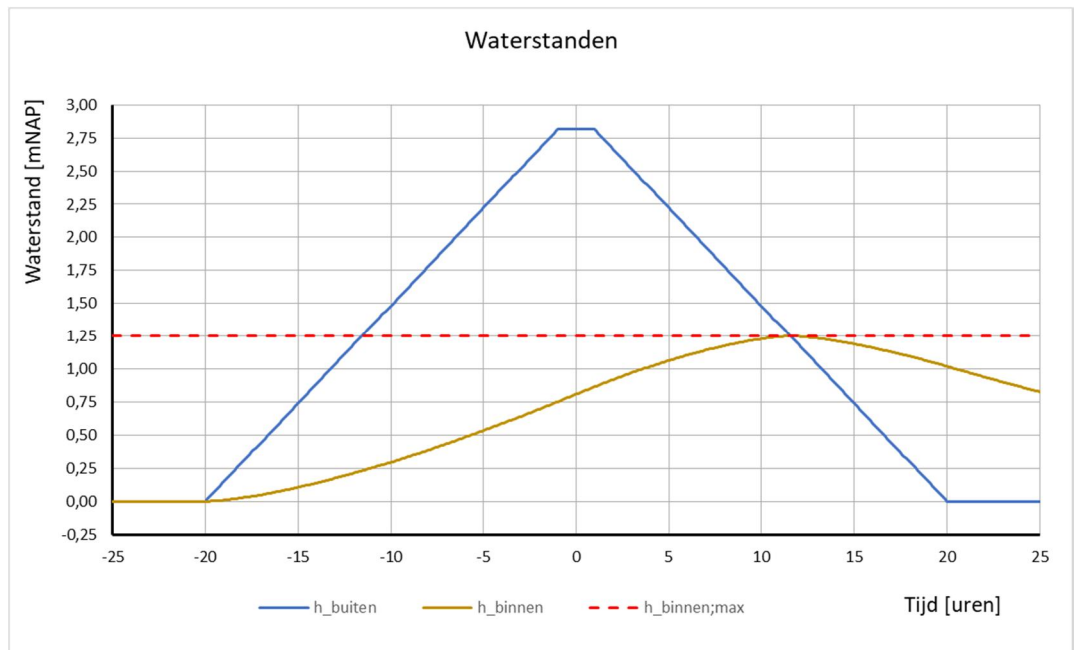
Figuur 59 Verloop in de tijd van de waterstanden gedurende hoogwatergolf bij tweede benadering



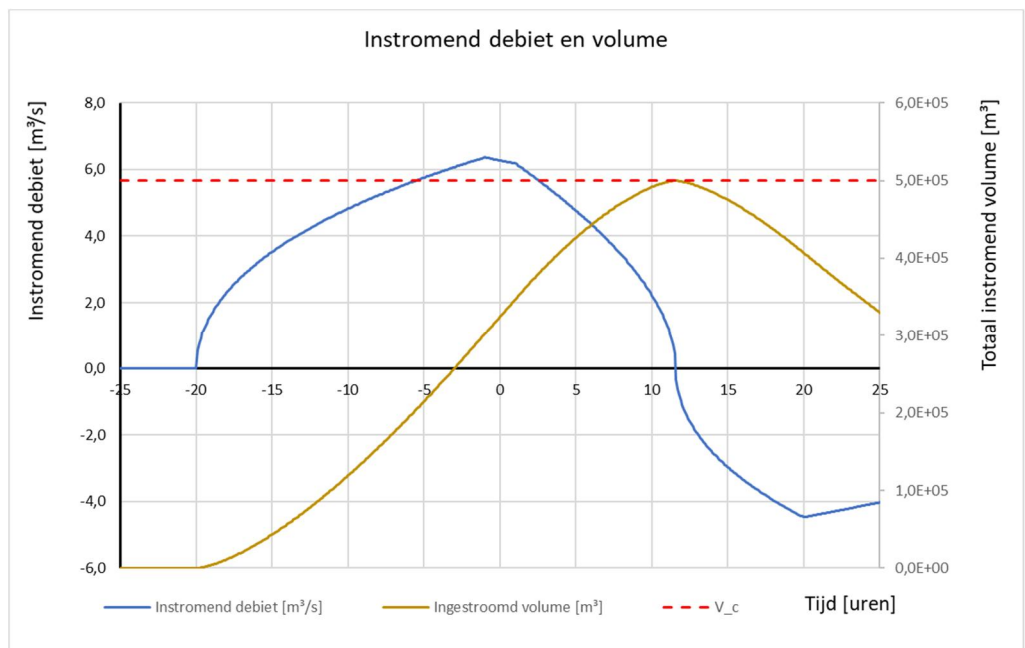
Figuur 60 Verloop in de tijd van debiet en volume gedurende hoogwatergolf bij tweede benadering

10.5.4 Laatste benadering

In de laatste benadering wordt het verloop van de hoogwatergolf, zoals gegeven, ook gehanteerd in de berekeningen. Wanneer weer de criteria van een maximale stijging van het binnenpeil naar NAP +1,25 m en 500.000 m³ wordt aangehouden, wordt een maximale buitenwaterstand van NAP +2,82 m gevonden. In onderstaande grafiek is het verloop van waterstanden en debieten weergegeven.



Figuur 61 Verloop in de tijd van de waterstanden gedurende hoogwatergolf bij laatste benadering



Figuur 62 Verloop in de tijd van debiet en volume gedurende hoogwatergolf bij laatste benadering

10.5.5 Conclusie

De eerste hele grove benadering leidt tot een toelaatbare buitenwaterstand van NAP +1,40 m. De tweede en derde benadering ontlopen elkaar niet zoveel. Duidelijk is dat de toelaatbare buitenwaterstand bij een nauwkeurigere berekening aanzienlijk groter kan zijn. Voor *niet sluiten* kan dit veel uitmaken, omdat de overschrijdingsfrequentie van de maximaal toelaatbare buitenwaterstand een belangrijke rol speelt bij dit faalmechanisme. Het verschil tussen de hele grove benadering en de nauwkeurige berekeningen is ongeveer 1,4 m. Bij een

decimeringshoogte van bijvoorbeeld 0,5 m scheelt dat circa een orde 3 (factor 1000) op de faalkans.

10.6 Referenties en achtergronddocumenten

[Ref. 10.1] Grondslagen voor hoogwaterbescherming, Expertisenetwerk Waterveiligheid, ISBN/EAN: 978-90-8902-151-9, Tweede herziene druk, november 2017

[Ref. 10.2] Leidraad Kunstwerken 2003, TAW, mei 2003

11 Casus

11.1 Inleiding

Dit hoofdstuk bevat een voorbeeld van toepassing van de Werkwijzer bij de verificatie van het ontwerp van een kunstwerk aan de Waterwet en Bouwbesluit. Het voorbeeld betreft een keersluis in een bestaande ruimtelijke situatie.

11.1.1 *Doel van dit hoofdstuk*

In dit hoofdstuk wordt inzicht gegeven in toepassing van de Werkwijzer, waarbij direct de praktische toepassing inzichtelijk wordt. Hiermee wordt beoogd inzicht te geven in de mogelijkheden van het gebruik van de Werkwijzer en de rol die deze kan spelen bij het ontwerpen van een kunstwerk en de relatie met aspecten als onderhoud, beheer en bediening van het object.

11.1.2 *Diepgang van dit hoofdstuk*

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op alle van belang zijnde faalmechanismen die bij een waterkerend kunstwerk van toepassing zijn. Daarbij wordt ingegaan op afleiding van de eisen en de wijze waarop deze eisen kunnen worden omgezet naar een ontwerp dan wel belastingen voor het ontwerp. Met behulp van de belastingen kunnen (waar nodig) specialisten verder met het ontwerp voor waterkeren, zoals het bepalen van de voorzieningen voor *piping* of de dimensies van de constructieve elementen keermiddelen.

11.2 Beschrijving van de situatie en het voorlopig ontwerp

11.2.1 *Algemeen*

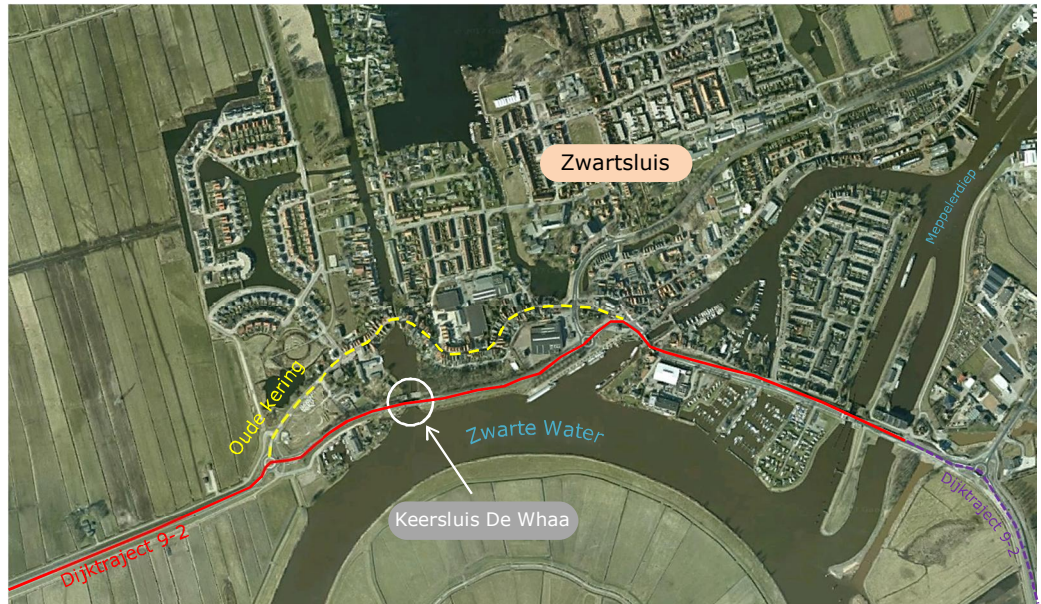
Vanwege de grote groei van de watersport in de regio is besloten een extra vaarverbinding tussen het Zwarte Water en de achterliggende watersportgebieden aan te leggen. Deze is gepland in Zwartsluis, waarbij een keersluis wordt aangelegd tussen het Zwarte Water en De Whaa. Vanuit de primaire functie - passeren scheepvaart - is een voorlopig ontwerp gemaakt voor de keersluis. Het voorlopig ontwerp wordt in deze case geverifieerd aan de eisen uit de Waterwet en Bouwbesluit.

Dit is een fictieve casus, want ter plaatse van het beoogde object ligt reeds de bestaande keersluis De Whaa. Er wordt in de casus dus vanuit gegaan dat die nog niet bestaat.

Aangezien de keersluis wordt aangelegd om het passeren van schepen mogelijk te maken is vanuit deze functie reeds de breedte van de doorvaaropening bekend. De lengte van het kunstwerk is ook een gegeven en is afgestemd op de keuze voor het keermiddel (puntdeuren) en de breedte van de aansluitende dijklichamen.

11.2.2 *Locatie*

Het object komt te liggen in de gemeente Zwartsluis en betreft een kunstwerk in het dijktraject 9-2 (dijkkring 9, Vollenhove). Het buitenwater is het Zwarte Water en aan de binnenzijde is een kleine kom De Whaa aanwezig. De verbinding van deze kom met achterliggende watergangen is geregeld via de Arembergersluis. Oorspronkelijk lag deze sluis in de primaire waterkering, maar in het jaar 2000 is er een nieuwe primaire kering aan de buitenzijde aangebracht.



Figuur 63 Overzicht locatie keersluis De Whaa (Bron: Google Maps)

De oude kering heeft een kerende hoogte die minimaal gelijk is aan NAP +2,50 m. De kom van de Whaa heeft een oppervlakte van circa 8.750 m². Wanneer het peil van de Whaa boven de NAP +0,50 m komt treedt de kom buiten zijn normale oevers. Bij een waterstand van circa NAP +1,0 m is er sprake van gedegen wateroverlast tussen de oude en nieuwe waterkering in en staat een oppervlakte van circa 25.000 m² onder water.

Achter de Arembergersluis ligt de Arembergergracht, welke in open verbinding staat met diverse grote watersportgebieden, zoals de Beulakerwijde, de Belterwijde en de Boschwijde.



Figuur 64 Details locatie keersluis De Whaa (Bron: Google Maps)

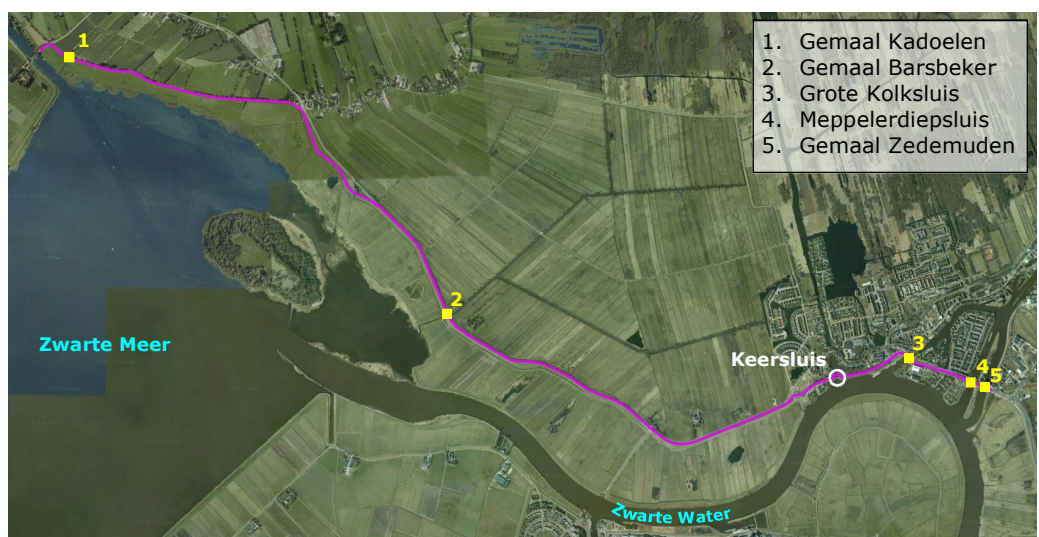
De komberging van het achtergelegen gebied is groot en wordt ingeschat op $2,0 \cdot 10^7 \text{ m}^2$. De peilstijging die hier kan plaatsvinden zonder dat er grote gevolgen optreden wordt ingeschat op 0,5 m. Hierbij geldt dat het dagelijkse peil van het achtergelegen gebied circa NAP -0,80 m bedraagt.

11.2.3

Gegevens dijktraject

De keersluis bevindt zich in dijktraject 9-2. Hierbij zijn de volgende gegevens van toepassing:

- Norm conform signaleringswaarde: 1/3.000 per jaar
- Norm conform ondergrenswaarde: 1/1.000 per jaar
- Kunstwerken in het dijktraject: zie onderstaande figuur



Figuur 65 Kunstwerken in dijktraject 9-2 (achtergrond Google Maps)

Van de bestaande vijf kunstwerken in het dijktraject is globaal het volgende bekend:

1. Gemaal Kadoelen: Sluiting wordt verzorgd door twee onafhankelijke keermiddelen die bij het afslaan van de pomp automatisch sluiten en bij het aanslaan van de pomp ook automatisch openen. Het achterland bestaat uit weiland.
2. Gemaal Barsbeker: Dit betreft een vijzelgemaal met aan de buitenzijde een terugslagklep en in het gemaal een noodschuif die automatisch sluit in geval van hoogwater. Deze schuif kan ook met de hand bediend worden. Het opvoerpunt van de vijzel kan handmatig worden aangepast (bijvoorbeeld in het geval van hoger buitenwater). De perskoker van het vijzelgemaal heeft afmetingen van $H \times B = 1,25 \times 1,5$ m. Het achtergelegen gebied bestaat uit weiland.
3. Grote Kolksluis. Dit betreft een schutsluis welke bij dagelijkse omstandigheden open staat en daarmee met name de recreatievaart (beroepsvaart alleen in noodgevallen) de mogelijkheid geeft om vanaf het Zwarte Water richting het Meppelerdiep te varen en vice versa. De sluis is in het hoogwaterseizoen permanent gesloten en wordt dan dus niet bediend. Sluiting vindt plaats door de vloeddeuren in het buitenhoofd te sluiten. Het binnenhoofd is lager dan het buitenhoofd.
4. Meppelerdiepsluis. Deze voormalige keersluis is in 2017 na vier jaar renovatie opnieuw in gebruik genomen, maar nu als schutsluis. Het buitenhoofd is hoger dan het binnenhoofd. Bij waterstanden tussen NAP +0,47 m en NAP -0,50 m staat de schutsluis gewoon open. Buiten deze waterstanden gaat de schutsluis in werking en worden schepen geschutz.
5. Gemaal Zedemuden. Dit gemaal kent meerdere maalgangen die elk van drie keermiddelen zijn voorzien (terugslagklep en twee automatische schuiven).

11.2.4 *Beoogde afmetingen*

Uit een inventarisatie van de te verwachten scheepvaart (recreatievaart en kleine vaartuigen) is gebleken dat een doorvaartbreedte van 9,5 m voldoende is. Vanwege de diepgang van de passerende scheepvaart is een bodemhoogte van NAP -3,0 m bepaald.

Gekozen is om de keersluis te realiseren met een betonnen U-bak met een lengte van 10 m, aan beide zijde voorzien van schuine keerwanden. Het sluisplateau moet dusdanig hoog zijn dat het goed aansluit op de dijklichamen die zich aan weerszijden bevinden. Deze dijklichamen hebben een minimaal kerende hoogte van NAP +4,20 m. Om het hoogteverschil met de dijklichamen te beperken krijgt het sluisplateau een kerende hoogte van NAP +3,50 m. Het sluisplateau heeft aan beide zijden van de keersluis een breedte van 20 m.

11.2.5 *Beoogd keringconcept*

Het keringconcept is relatief eenvoudig. Onder normale omstandigheden staat de keersluis uiteraard geopend. Bij hogere waterstanden wordt deze gesloten met de keermiddelen. Gegeven is dat uit architectonische overwegingen de keermiddelen niet prominent zichtbaar mogen zijn. Een hefschuif komt hiermee direct te vervallen als keermiddel.

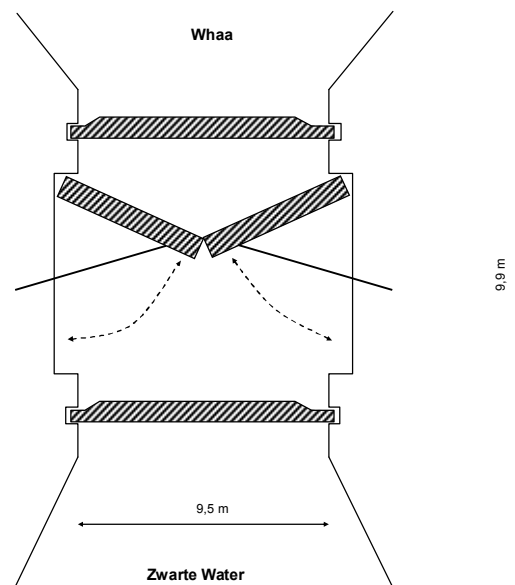
De Arembergerschutsluis functioneert normaal als schutsluis zolang de keersluis niet gesloten hoeft te worden. Schutten met de Arembergersluis vindt plaats met behulp

van rinketten. Met deze rinketten kan ook gecontroleerd water worden afgelaten vanuit de kom richting de Arembergergracht.

De keersluis dient automatisch te sluiten in geval van naderend hoogwater, maar de mogelijkheid tot handbediening (zowel lokaal druk op de knop als mogelijkheid met behulp van een slinger of iets dergelijks) wil men ook graag implementeren. Mede om deze reden is uiteindelijk gekozen voor puntdeuren als keermiddel.

11.2.6 Lay-out keersluis op hoofdlijnen

Vanuit beheer is aangegeven dat er schotbalkspanningen moeten worden aangebracht om de keersluis droog te kunnen zetten ten behoeve van inspectie en onderhoudswerkzaamheden. Hiermee komt de lay-out van de sluis er op hoofdlijnen als volgt uit te zien:

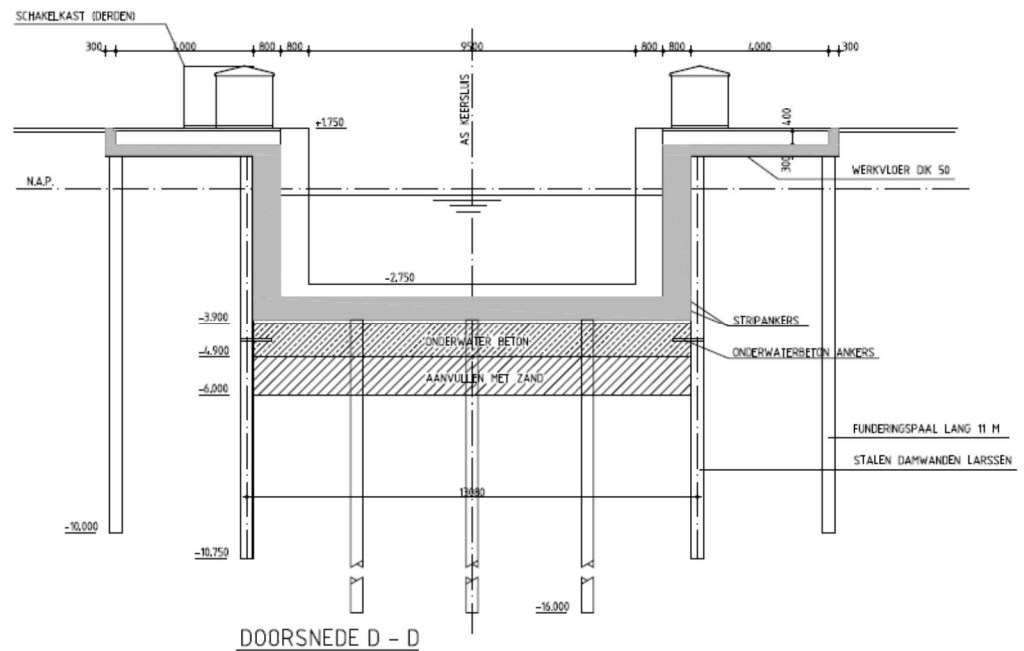


Figuur 66 Hoofdafmetingen keersluis De Whaa

11.2.7 Constructie en bodemopbouw

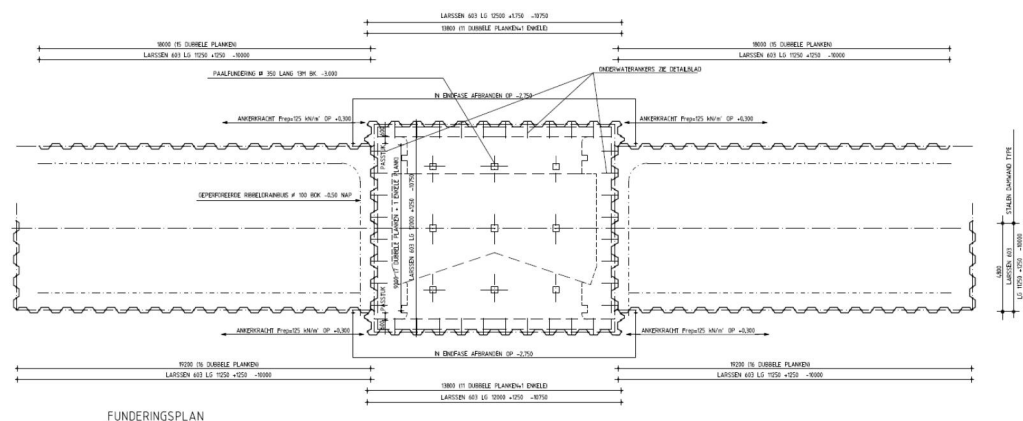
11.2.7.1. Gegevens constructie

Vanuit constructief oogpunt is ervoor gekozen de keersluis te bouwen in een gesloten damwandkuip en te funderen op de stalen damwandschermen die hiervoor benodigd zijn. Hierbij wordt een onderwaterbetonvloer aangebracht van 1,0 m dik met onderzijde op NAP - 4,9 m. De onderwaterbeton wordt aangebracht op een laag aanvullend die is aangebracht vanaf een niveau van NAP - 6,0 m, zie ook Figuur 67.



Figuur 67 Bouwkuip sluisbak keersluis De Whaa

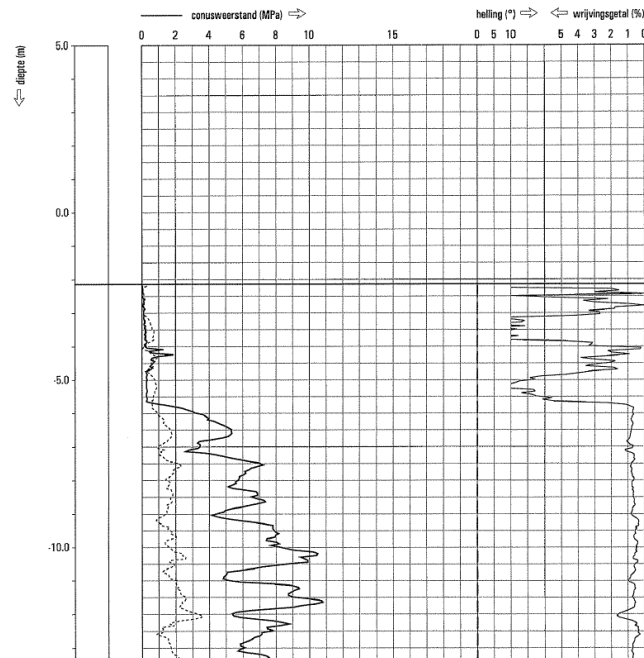
Ook de landhoofden worden gefundeerd op stalen damwandschermen. De damwandschermen onder de keersluis en de landhoofden zijn te zien in de onderstaande overzichtstekening. De benodigde inheidiepten zijn door de constructeur bepaald op NAP - 10,75 m voor de sluisbak respectievelijk NAP - 10,00 m voor de landhoofden.



Figuur 68 Overzicht damwandschermen keersluis De Whaa

11.2.7.2. Grondgegevens

Het beschikbare grondonderzoek laat geen volledig eenduidig beeld van de ondergrond zien. Het meest voorkomende beeld is echter dat een waterafsluitende laag aanwezig is waarvan de onderkant op ongeveer NAP - 5 m à NAP - 6 m ligt. Daaronder begint de pleistocene zandlaag. Deze bestaat uit matig fijn zand. Zie ook onderstaande sondering:



Figuur 69 Kenmerkende bodemopbouw rondom keersluis De Whaa

11.2.8

Overige gegevens volgend uit het voorlopig ontwerp van de keersluis

Vanuit andere functies dan waterkeren is zowel binnen- als buitendijks van de keersluis een bodembescherming aanwezig, met een breedte van 9,5 m aan het begin en 15 m aan het uiteinde van de bodembescherming. Deze bodembescherming bestaat uit breuksteen met sortering 10-60 kg op een zinkstuk. De lengte van deze bodembescherming is 15 meter.

Ten aanzien van het gebruik is het volgende bekend:

- Bij een overschrijding van een peil van NAP + 0,20 m op het Zwarte Water, wordt de keersluis automatisch gesloten met de houten puntdeuren. Na sluiting van de keersluis wordt het binnenpeil weer op NAP - 0,20 m gebracht. Dit peil wordt gehandhaafd door gebruik van de rinketten in de Arembergersluis. Dit gebeurt automatisch.
- Vanaf een waterstand van NAP + 1,5 m kan de standzekerheid van de Arembergersluis niet meer worden gegarandeerd omdat de keermiddelen van de Arembergersluis de vervalbelasting dan mogelijk niet meer kunnen keren.
- De dagelijkse waterstand in de polder achter de Arembergersluis bedraagt NAP -0,50 m.

Overige uitgangspunten zijn:

- De constructie wordt ontworpen met zichtjaar 2100.
- Gemiddelde buitenwaterstand zomer is NAP -0,20 m en winter NAP -0,40 m
- Het klimaatscenario waar rekening mee moet worden gehouden is W⁺
- Met aftoppen van de Vechtafvoer wordt geen rekening gehouden
- Zetting en bodemdaling spelen geen rol
- Gerekend is met hydraulische randvoorwaarden database WBI2017_Vechtdelta_9-2_v01.sql
- Als uitvoerlocatie is gekozen: ZW_1_9-2_dk_00389, welke ligt op een afstand van 83 meter van keersluis De Whaa

11.3 Uitwerking hoogte (HTKW)

In deze paragraaf wordt de benodigde kerende hoogte van de keersluis en aangrenzende landhoofden bepaald. Dit gebeurt aan de hand van het stappenplan uit paragraaf 5.1.3 van het hoofdstuk Hoogte.

11.3.1 Stap 1 Bepaal faalkanseis

De faalkanseis $P_{eis,KW,HT}$ wordt bepaald met behulp van de volgende formule:

$$P_{eis,KW,HT} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{HT}}{N_{dsn}} \quad 11.1$$

Waarin:

P_{max}	Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de ondergrens uit de waterwet = 1/1.000 [1/jaar]
ω_{HT}	Faalkansruimtefactor voor <i>hoogte</i> = 0,24 [-]
N_{dsn}	Lengte-effectfactor voor <i>hoogte</i> = 2 voor dijktraject 9-2 [-] (bijlage A van OI2014v4 [Ref. 4.2])

Hieruit volgt een faalkanseis van 1/8.330 per jaar (1,2E-4 per jaar).

11.3.2 Stap 2 Bepaal kritiek debiet bodembescherming / sterkte keermiddel

Achter de keersluis is een bodembescherming aanwezig bestaande uit breuksteen sortering 10-60 kg op een geotextiel. De (dieptegemiddelde) kritieke stroomsnelheid u_c wordt hier bepaald met behulp van de formule van Pilarczyk (het gebruik van andere stabiliteitsrelaties is ook toegestaan, zie hoofdstuk 9 Bodembescherming):

$$u_c = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot \Delta \cdot D \cdot \psi_{cr} \cdot k_{sl}}{\varphi_{sc} \cdot 0,035 \cdot k_h \cdot k_t^2}} \quad 11.2$$

Hierin is:

D	[m] Karakteristieke elementafmeting. Voor granulaire materialen geldt: $D = D_{n50}$. Bij stortsteen 10-60 kg hoort een D_{n50} van 0,21 – 0,25 m. Conform CUR 197 ([Ref. 11.1]) is 0,24 m aangehouden.
φ_{sc}	[-] Stabiliteitsparameter om de invloed van overgangen en de afwijkende hydraulische belastingen die hier optreden te verdisconteren. Voor φ_{sc} wordt een waarde van 0,75 aangehouden behorend bij breuksteen in een doorgaande laag met minimaal twee lagen stenen.
Δ	[-] Relatieve dichtheid $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$ ρ_s = soortelijk gewicht stenen [kg/m^3] = 2650 kg/m^3 ρ_w = soortelijk gewicht water [kg/m^3] = 1000 kg/m^3 $\Delta = 1,65$ [-]
ψ_{cr}	[-] Schuifspanningsparameter. $\psi_{cr} = 0,035$ voor granulaire materialen
k_h	[-] Diepteparameter $k_h = (1+h/D)^{-0,2}$ voor niet-volledig ontwikkeld snelheidsprofiel Hierin is: h = waterdiepte [m] = NAP - 3,0 m – NAP - 0,2 m = 2,8 m k_r = ruwheidsparameter [-] = $2D_n$ voor breuksteen = 0,48 m Invullen levert $k_h = (1+2,8/0,24)^{-0,2} = 0,60$.
k_{sl}	[-] Taludfactor = 1 (geen talud)

- k_t [-] Turbulentiefactor. Hiervoor wordt $k_t^2 = 1,5$ aangehouden hetgeen past bij verhoogde turbulentie (veelvoorkomend, niet-uniforme stroming)
- g [m/s²] Gravitatieversnelling ($g=9,81$ m/s²)

Invullen levert $u_c = 3,4$ m/s.

Voor het kritieke overslag-/overloopdebiet q_c dat vanuit het perspectief van de bodembescherming over het kunstwerk mag komen geldt:

$$q_c \cdot B = u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv} \text{ ofwel } q_c = \frac{u_c \cdot (h_{bi} - h_{bb}) \cdot B_{sv}}{B} \quad 11.3$$

Hierin is:

- B_{sv} Stroomvoerende breedte bodembescherming [m] = 9,5 m
- B Breedte van de kruin van het kunstwerk [m] = 9,5 m. In dit specifieke geval komt het overslag-/overloopdebiet over de landhoofden niet in de sluiskolk terecht en belast dus niet de bodembescherming achter de keersluis. Hier hoeft dus geen rekening mee te worden gehouden.
- u_c Kritieke stroomsnelheid bodembescherming [m/s] = 3,4 m/s
- h_{bi} Binnenwaterstand ten opzichte van NAP [m] = NAP - 0,20 m
- h_{bb} Hoogte bovenkant bodembescherming [m NAP] = NAP - 3,0 m (sluit aan op drempel sluis)

Invullen levert $q_c = 9,5$ m³/s/m.

Bij dergelijke grote instromende debieten gaan dynamische aspecten als gevolg van luchtinsluitingen onder de overstortende straal mogelijk een rol spelen en kan de stabiliteit van de keermiddelen niet gegarandeerd worden. Daarom wordt het kritieke instromende debiet gemaximeerd op 1,0 m³/s/m (vuistregel).

11.3.3 Stap 3 Bepaal kerende hoogte

Met behulp van Hydra-NL kan nu de benodigde kerende hoogte bepaald worden. Hiertoe wordt Hydra-NL opgestart in de klimaatmodus. Begonnen wordt met een damwandprofiel te definiëren onder het tabblad Profiel. In dit scherm wordt aangegeven dat de hoek tussen noord en de as van het kunstwerk $\psi_{kw} = 170^\circ$. Een hoogte hoeft niet te worden opgegeven; deze wordt in de berekening van het hydraulisch belastingniveau door Hydra-NL bepaald.

Hydra-NL - Profieeditor

Profielgegevens

Naam: Whaa

Damtype: Geen dam

Kruinhoogte: 0 m+NAP

Dijknormaal: 170 °

Van		Tot		Helling [1 op ...]
Afstand [m]	Hoogte [m+NAP]	Afstand [m]	Hoogte [m+NAP]	

Damwand Neusconstructie aanwezig

Grafische weergave

ZW_1_9-2_dk_00389 (200873,516910) : Whaa

Hoogte [m+NAP]

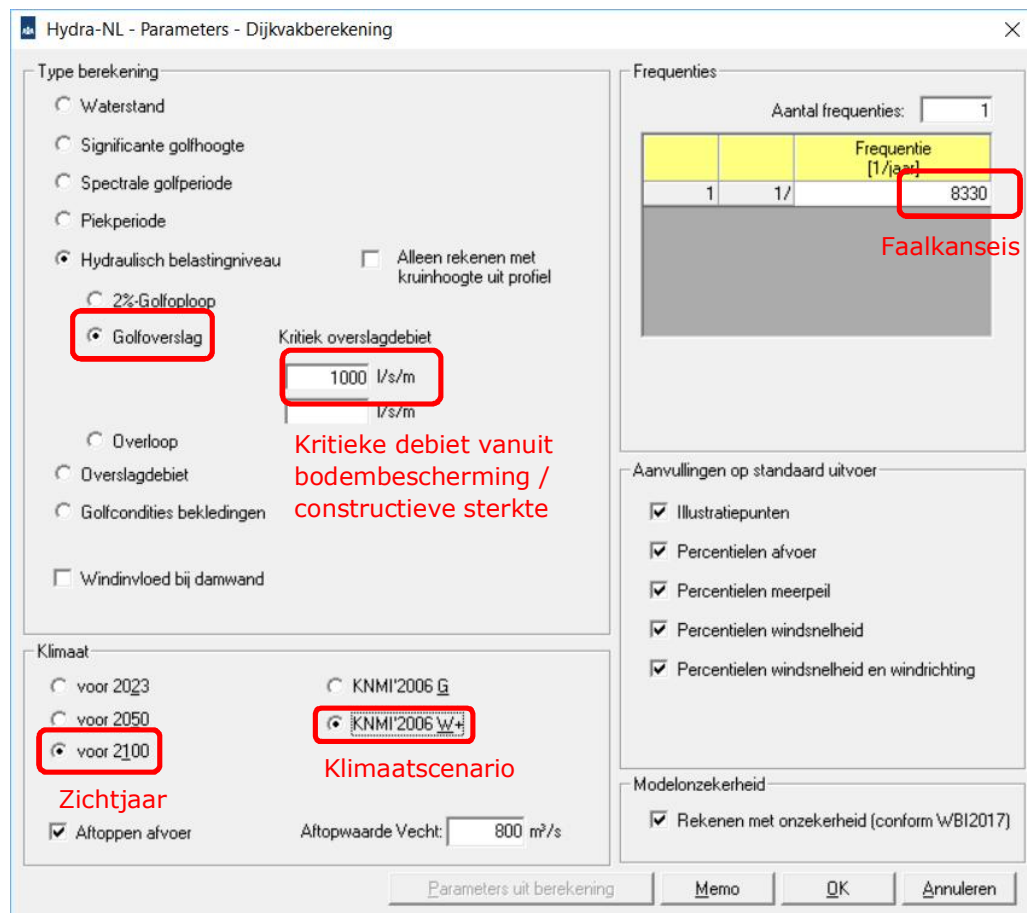
Afstand [m]

Damwand

Afdrukken Controleer OK Annuleren

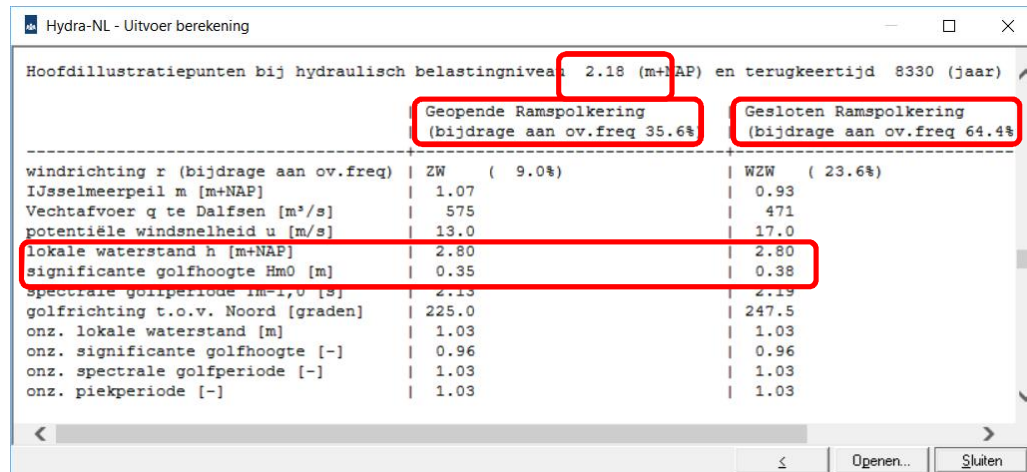
Figuur 70 Overzicht invoerscherm tabblad Profiel in Hydra-NL

Vervolgens wordt een dijkvakberekening gestart onder het tabblad Berekening waarin de waarden zoals bepaald in stap 1 en 2 worden ingevoerd (zie Figuur 71). Hierbij wordt nog opgemerkt dat als een ander zichtjaar wordt gekozen dan de in Hydra-NL 'voorgedefinieerde' zichtjaren 2050 en 2100 de uitkomsten uit Hydra-NL lineair geïnterpoleerd of geëxtrapoleerd kunnen worden.



Figuur 71 Overzicht invoerscherm berekening Hydra-NL

Resultaat van de berekening is een benodigde kruinhoogte van NAP + 2,18 m. In Figuur 72 zijn de hoofdillustratiepunten gegeven van de Hydra-NL-berekening. Hieruit blijkt direct dat er sprake is van overloop, de lokale waterstand is ruimschoots hoger dan de kerende hoogte. De illustratiepunten zijn in de volgende stap nodig.



Figuur 72 Hoofdillustratiepunten uit berekening Hydra-NL

11.3.4 Stap 4 Verificatie kombergend vermogen

In deze stap wordt geverifieerd of het kombergend vermogen niet wordt overschreden bij de berekende kerende hoogte uit stap 3. Hierbij worden de gegevens uit het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening uit stap 3 als input gebruikt.

Met de rinketten van de Arembergersluis kan het instromende debiet worden afgevoerd naar het watersportgebied hierachter. Het kombergend oppervlak is $20 \cdot 10^6 \text{ m}^2$ en de toelaatbare peilstijging 0,5 m, hetgeen resulteert in een kombergend vermogen van $10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Met behulp van de tool Waterstandsverloop kan worden aangetoond of het kombergend vermogen niet wordt overschreden. Dit wordt in principe gedaan voor beide illustratiepunten. Soms is al snel te zien dat een van de illustratiepunten maatgevend is. Dat is hier echter niet het geval. De waterstand is immers hetzelfde terwijl de golfhoogte iets groter is (0,35 versus 0,38 m) bij een gesloten Ramspolkering. De hoek van golfval is bij een geopende Ramspolkering echter wat ongunstiger ($77,5^\circ$ versus 55°). Daarom wordt voor beide illustratiepunten de verificatie uitgevoerd. In deze case wordt alleen de maatgevende berekening gepresenteerd.

Hiertoe wordt eerst het waterstandsverloop bepaald met behulp van de tool Waterstandsverloop. Onder het tabblad Randvoorwaarden wordt eerst de database VechtIJsseldelta-WBI2017 toegevoegd. Vervolgens wordt het juiste randvoorwaardepunt geselecteerd. Hierna wordt onder het tabblad Locatie - Waterstandsverloop de waterstand uit het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening ingevoerd (zie Figuur 73). De terugkeertijd doet er niet toe voor deze toepassing.



Waterstandsverloop - Parameters

Maximale waterstand voor verloopmaximum: 2,80 m+NAP

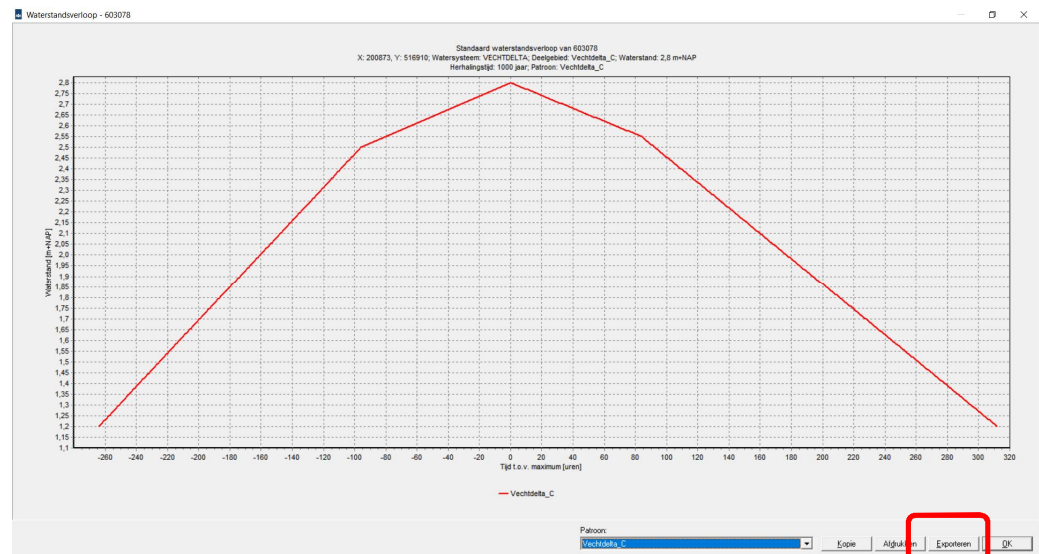
Terugkeertijd: 1000 jaar

Waterstandsverloop alleen geldig voor een terugkeertijd boven 100 jaar.

OK Annuleren

Figuur 73 Invoerscherm tool Waterstandsverloop

Dit resulteert in het waterstandsverloop op de geselecteerde uitvoerlocatie (zie Figuur 74). Met de knop Exporteren kan de uitvoer worden weggeschreven naar een Excel-bestand.



Figuur 74 Uitvoerscherm tool Waterstandsverloop

Met behulp van de waterstanden in dit bestand, een aanname voor het verloop van de golfhoogte gedurende de hoogwatergolf en de formules voor het overslag-/overloopdebiet uit paragraaf 5.2.3 kan het instromende volume berekend worden. Voor de Hollandse en Zeeuwse kust en de Vechtdelta zijn spreadsheets beschikbaar gesteld op de Helpdesk Water [Ref. 11.3] en [Ref. 11.4] om deze berekeningen te kunnen maken. Deze kunnen tevens als voorbeeld dienen voor andere gebieden. In Figuur 75 is het ingevulde spreadsheet voor de casus opgenomen, met de volgende workflow:

- Kolommen A en B bevatten de waterstandsverloopp lijn zoals gegenereerd met de tool Waterstandsverloop
- Rij 1-9 bevat een blok met invoergegevens die in de berekening van het instromend volume gebruikt worden:
 - de kerende hoogte van de keermiddelen is het HBN uit de Hydra-NL-berekening, in dit geval NAP + 2,18 m
 - de breedte van de keermiddelen van het kunstwerk (9,5 m)
 - de kerende hoogte van de landhoofden, in dit geval eveneens NAP + 3,50 m
 - de breedte van de landhoofden van het kunstwerk (2x20 m)
 - de oriëntatie van het kunstwerk (van belang om de hoek van golfval te bepalen), in dit geval 170°
 - de maatgevende windrichting uit het Hydra-NL illustratiepunt (eveneens van belang om de hoek van golfval te bepalen), in dit geval 247,5°. Let op: er zijn belastingsystemen (zoals de kust) waar de golfrichting in het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening af kan wijken van de windrichting. De golfrichting dient te worden overgenomen in het spreadsheet en niet de windrichting!
 - de golfhoogte uit het Hydra-NL illustratiepunt, in dit geval 0,38 m
 - de zwaartekrachtversnelling (9,81 m/s²)
- Rij 11-14 bevat een blok met berekende parameters op basis van de invoergegevens die eveneens in de berekening van het instromend volume gebruikt worden (voor achtergronden zie paragraaf 5.2.3):

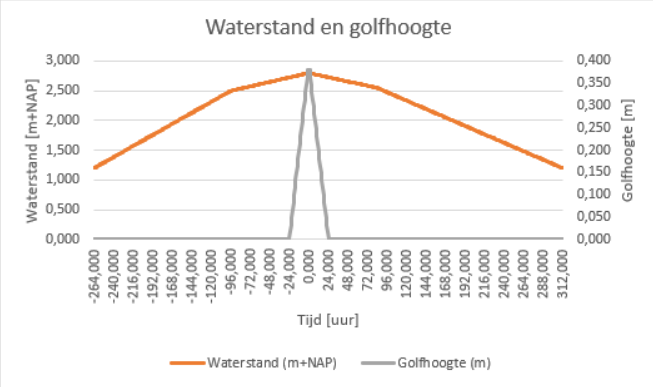
- de hoek van golfinval wordt berekend op basis van de oriëntatie van het kunstwerk en de golfrichting in het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening (let op: die hoeft dus niet gelijk te zijn aan de windrichting)
- op basis van de hoek van golfinval wordt de reductiefactor γ_{β} berekend (speelt een rol in de berekening van het overslagdebiet)
- op basis van de hoek van golfinval wordt de reductiefactor γ_s berekend. Hiermee wordt de golfhogte gereduceerd bij de overgang van aan- naar aflandige golfrichtingen.
- In kolom C wordt het verloop van de golfhogte in de tijd getoond. Conform paragraaf 3.6 van het hoofdstuk Hydraulische belastingen volgt de golfhogte het tijdsverloop van de windopzet. In dit geval groeit de golfhogte van 0 m op T=-24 uur naar 0,38 m op T=0 en neemt weer af naar 0 m op T=24 uur.
- In kolommen D en E wordt het instromende debiet per strekkende meter over de keermiddelen en landhoofden berekend aan de hand van de formules voor het overslag-/overloopdebiet uit paragraaf 5.2.3.
- In kolom F wordt het totale debiet berekend dat over het gehele kunstwerk (keermiddelen + landhoofden) per seconde naar binnen stroomt
- In kolom G wordt het debiet uit kolom F vermenigvuldigd met de tijdsduur van een tijdsstap (in dit geval 1 uur maar dat varieert per belastingsysteem), waarna in kolom H het cumulatieve debiet wordt gegeven.

In Figuur 75 is te zien dat het maximaal optredende overslag-/overloopdebiet gelijk is aan $1,01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ hetgeen overeenkomstig het opgelegde overslag-/overloopdebiet van $1,0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ is³⁹. Het totale instromende volume over de keermiddelen en de landhoofden bedraagt circa $4.500.000 \text{ m}^3$. Dit is kleiner dan het beschikbare kombergend vermogen van $20.000.000 \text{ m}^2 \times 0,50 \text{ m} = 10.000.000 \text{ m}^3$. Hiermee is het ontwerpproces voltooid, een hoogte van (afgerond) NAP + 2,20 m volstaat voor dit kunstwerk.

Bovenstaande beschouwing is gebaseerd op de aanname dat het instromende debiet door de rinketten van de Arembergersluis geheel kan worden afgevoerd. Stel nu dat dit niet het geval is en dat uit een meer gedetailleerde beschouwing van in- en uitstromende volumes is gebleken dat het instromend volume maximaal $3.000.000 \text{ m}^3$ mag bedragen. In dat geval zou de beschikbare kombergening niet voldoen. Ten behoeve van deze case wordt met deze fictieve waarde van $3.000.000 \text{ m}^3$ verder gegaan en wordt het ontwerpproces vervolgd met stap 5 van het stappenplan.

³⁹ Aan de kust werkt dit niet zo vanwege de faseverschuiving tussen opzet en getij (zie paragraaf 3.6.1). Hier kan wel ter verificatie handmatig de maximale golfhogte worden gecombineerd met de hoogste waterstand.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	Locatie:	603078		Voer in:					Toelichting							
2	Deelgebied:	Vechtdelta_C		Kerende hoogte keermiddelen		$h_{kr,keermiddel}$	2,18 m+NAP		Berekend HBN uit Hydra-NL berekening							
3	Watersysteem:	VECHTDELTA		Breedte keermiddelen		$B_{keermiddel}$	9,5 m									
4	XY:	(200873, 516910)		Kerende hoogte landhoofden		$h_{kr,landhoofd}$	3,5 m+NAP									
5	Waterstand (m+NAP):	2,800		Breedte landhoofden		$B_{landhoofd}$	40 m									
6	Herhalingstijd (jaar):	1000		Oriëntatie kunstwerk		ψ_{kw}	170 °									
7	Patroon:	Vechtdelta_C		Maatgevende windrichting		θ	247,5 °		Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL							
8	Exportdatum:	19-jan-2018 12:19		Golfhoogte		$H_{mo,input}$	0,38 m		Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL							
9				Zwaartekrachtversnelling		g	9,81 m/s ²									
10				Berekend:												
11				Hoek van golfinval		β	77,5 °									
12				Invloedsfactor		γ_{β}	0,70 -		Invloedsfactor scheve golfaanval							
13				Invloedsfactor		γ_s	1,00 -		Invloedsfactor overgang aan- naar aflandige wind							
14				Gereduceerde golfhoogte		H_{mo}	0,38 m		Golfhoogte waarmee Hydra-NL rekent							
15				Invloedsfactor neusconstructie niet meegenomen in formules												
16																
17	Tijd (uur)	Waterstand (m+NAP)	Golfhoogte (m)	$q_{os/ol\ keermiddel}$ [m ³ /s/m]	$q_{os/ol\ landhoofd}$ [m ³ /s/m]	$Q_{os/ol}$ [m ³ /s]	V_{in} [m ³]	$V_{in\ cum}$ [m ³]	$q_{os/ol\ max\ k}$	$q_{os/ol\ max\ l}$	$V_{in\ cumulatief}$ [m ³]	$V_{in\ t=6u}$ [m ³]				
18	-264,000	1,200	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	1,013	0,000	4.529.361	207.836				
19	-263,000	1,208	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
20	-262,000	1,215	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
21	-261,000	1,223	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
22	-260,000	1,231	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
23	-259,000	1,239	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
24	-258,000	1,246	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
25	-257,000	1,254	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
26	-256,000	1,262	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
27	-255,000	1,270	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
28	-254,000	1,277	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
29	-253,000	1,285	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
30	-252,000	1,293	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
31	-251,000	1,301	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
32	-250,000	1,308	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
33	-249,000	1,316	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
34	-248,000	1,324	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								
35	-247,000	1,332	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0								



Figuur 75 Voorbeeld spreadsheet berekening instromend volume

11.3.5 Stap 5 Bepaal hoogte waarbij beschikbare komberging niet wordt overschreden

Met behulp van het rekensheet uit stap 4 kan eenvoudig de benodigde kerende hoogte worden bepaald die benodigd is om de beschikbare komberging niet te overschrijden. Hierbij heeft de ontwerper normaliter de keuze alleen de keermiddelen te verhogen of zowel landhoofden als keermiddelen te verhogen. In dit geval zijn de landhoofden al zodanig hoog dat hier geen overslag plaats vindt. De enige optie is in dit geval dus verhogen van de keermiddelen.

Als de keermiddelen worden opgehoogd tot NAP + 2,28 m dan is het instromend volume 3.000.000 m³. Dit wordt afgerond naar NAP + 2,30 m. Met deze waarde wordt de case vervolgd.

Voer in:			Toelichting
Kerende hoogte keermiddelen	$h_{kr,keermiddel}$	2,28 m+NAP	Berekend HBN uit Hydra-NL berekening
Breedte keermiddelen	$B_{keermiddel}$	9,5 m	
Kerende hoogte landhoofden	$h_{kr,landhoofd}$	3,5 m+NAP	
Breedte landhoofden	$B_{landhoofd}$	40 m	
Oriëntatie kunstwerk	ψ_{kw}	170 °	
Maatgevende windrichting	θ	247,5 °	Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL
Golfhoogte	$H_{mo,input}$	0,38 m	Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL
Zwaartekrachtversnelling	g	9,81 m/s ²	
Berekend:			
Hoek van golfval	β	77,5 °	
Invloedsfactor	γ_{β}	0,70 -	Invloedsfactor scheve golfaanval
Invloedsfactor	γ_s	1,00 -	Invloedsfactor overgang aan- naar aflandige wind
Gereduceerde golfhoogte	H_{m0}	0,38 m	Golfhoogte waarmee Hydra-NL rekent
Invloedsfactor neusconstructie niet meegenomen in formules			
$q_{os/ol\ keermiddel}$ [m ³ /s/m]	$q_{os/ol\ landhoofd}$ [m ³ /s/m]	$Q_{os/ol}$ [m ³ /s]	V_{in} [m ³]
0,000	0,000	0,000	0
$q_{os/ol\ max\ k}$	$q_{os/ol\ max}$	$V_{in\ cumulatief}$ [m ³]	$t=6u$ [m]
0,800	0,000	3.084.920	164.179

Figuur 76 Aanpassing kerende hoogte zodanig dat kombergend vermogen niet wordt overschreden

11.3.6 Stap 6 Bepaal opnieuw kerende hoogte met Hydra-NL

In deze stap wordt in Hydra-NL de kerende hoogte bepaald die hoort bij het maximale overslag-/overloopdebiet van 0,800 m³/s/m uit stap 5. Het invoerscherm van Hydra-NL is hetzelfde als in Figuur 71, alleen voor het kritieke overslag-/overloopdebiet is nu 800 l/s/m ingevoerd.

Uit de Hydra-NL-berekening volgt een HBN van eveneens NAP + 2,28 m. Het illustratiepunt ziet er als volgt uit:

Hoofdillustratiepunten bij hydraulisch belastingniveau 2.28 (m+NAP) en terugkeertijd 8330 (jaar)		
	Geopende Ramspolkering (bijdrage aan ov.freq 35.2%)	Gesloten Ramspolkering (bijdrage aan ov.freq 64.8%)
windrichting r (bijdrage aan ov.freq)	ZW (9.2%)	WZW (23.9%)
IJsselmeerpeil m [m+NAP]	1.07	0.87
Vechtafvoer q te Dalflen [m³/s]	575	470
potentiële windsnelheid u [m/s]	12.0	10.0
lokale waterstand h [m+NAP]	2.80	2.79
significante golfhoogte Hm0 [m]	0.35	0.40
spectrale golfperiode Im-1,0 [s]	2.13	2.25
golfrichting t.o.v. Noord [graden]	225.0	247.5
onz. lokale waterstand [m]	1.03	1.03
onz. significante golfhoogte [-]	0.96	0.96
onz. spectrale golfperiode [-]	1.03	1.03
onz. piekperiode [-]	1.03	1.03

Figuur 77 Hoofdillustratiepunten uit berekening Hydra-NL met aangepast kritiek overslag-/overloopdebiet

Te zien valt dat de waterstand in het illustratiepunt (nagenoeg) hetzelfde is en ook de golfhoogte niet veel afwijkt (0,38 m om 0,40 m). Op voorhand kan daarom al worden aangevoeld dat de komberging niet wordt overschreden (stap 7). Volledigheidshalve wordt stap 7 toch doorlopen.

11.3.7 Stap 7 Controleer of komberging niet wordt overschreden

Kortheidshalve wordt de golfhoogte van 0,40 m die hoort bij het illustratiepunt Gesloten Ramspolkering gecombineerd met de waterstand van NAP + 2,80 m die hoort bij het illustratiepunt Geopende Ramspolkering (op die manier hoeft geen nieuwe export gemaakt te worden uit de tool Waterstandsverloop). Ook wordt de meest ongunstige hoek van golfval (225°) uit beide illustratiepunten gekozen. Hieruit volgt een instromend volume van circa 2.850.000 m³. Het kombergend vermogen wordt nu dus niet overschreden. Een hoogte van NAP + 2,30 m volstaat.

Voer in:			Toelichting
Kerende hoogte keermiddelen	$h_{kr,keermiddel}$	2,3 m+NAP	Berekend HBN uit Hydra-NL berekening
Breedte keermiddelen	$B_{keermiddel}$	9,5 m	
Kerende hoogte landhoofden	$h_{kr,landhoofd}$	3,5 m+NAP	
Breedte landhoofden	$B_{landhoofd}$	40 m	
Oriëntatie kunstwerk	ψ_{kw}	170 °	
Maatgevende windrichting	θ	225 °	Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL
Golfhoogte	$H_{m0,input}$	0,40 m	Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL
Zwaartekrachtversnelling	g	9,81 m/s ²	
Berekend:			
Hoek van golfval	β	55 °	
Invloedsfactor	γ_{β}	0,82 -	Invloedsfactor scheve golfaanval
Invloedsfactor	γ_s	1,00 -	Invloedsfactor overgang aan- naar aflandige wind
Gereduceerde golfhoogte	H_{m0}	0,40 m	Golfhoogte waarmee Hydra-NL rekent
Invloedsfactor neusconstructie niet meegenomen in formules			
$q_{os/ol\ keermiddel}$ [m ³ /s/m]	$q_{os/ol\ landhoofd}$ [m ³ /s/m]	$Q_{os/ol}$ [m ³ /s]	V_{in} [m ³]
0,000	0,000	0,000	0
$q_{os/ol\ max\ k}$	$q_{os/ol\ max}$	$V_{in\ cumulatief}$ [m ³]	$t=6u$ [m]
0,767	0,000	2.835.671	157.510

Figuur 78 Controle of kombergend vermogen niet wordt overschreden

Opgemerkt wordt dat in dit geval het illustratiepunt in de aangepaste Hydra-NL-berekening weinig afwijkt van de eerste berekening. Dat hoeft niet altijd het geval te zijn! Daarom wordt in de volgende paragraaf een voorbeeld gegeven waarbij dit niet het geval is.

11.3.8 Uitwerking met kleinere komberging

Stel dat gelijktijdig met de sluiting van de keersluis ook de Arembergersluis wordt gesloten. In dat geval wordt de beschikbare komberging bepaald door de maximaal toelaatbare

waterstand van NAP + 1,50 m in verband met de stabiliteit van de Arembergersluis. Het beschikbare kombergend vermogen is dan $\text{NAP} + 1,50 \text{ m} - \text{NAP} + 0,20 \text{ m}$ (sluitpeil) = $1,30 \text{ m} \times 25.000 \text{ m}^2 = 32.500 \text{ m}^3$.

Stappen 1 tot en met 4 zijn identiek, zodat de verificatie wordt vervolgd met stap 5.

Stap 5 Bepaal hoogte waarbij beschikbare komberging niet wordt overschreden

Met behulp van het rekensheet uit stap 4 wordt wederom de benodigde kerende hoogte bepaald die benodigd is om het kombergend vermogen niet te overschrijden. Er is dan een hoogte van NAP + 2,85 m benodigd. Met deze waarde wordt de case vervolgd.

Voer in:			Toelichting					
Kerende hoogte keermiddelen	$h_{kr,keermiddel}$	2,85 m+NAP	Berekend HBN uit Hydra-NL berekening					
Breedte keermiddelen	$B_{keermiddel}$	9,5 m						
Kerende hoogte landhoofden	$h_{kr,landhoofd}$	3,5 m+NAP						
Breedte landhoofden	$B_{landhoofd}$	40 m						
Oriëntatie kunstwerk	ψ_{kw}	170 °						
Maatgevende windrichting	θ	225 °	Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL					
Golfhoogte	$H_{m0,input}$	0,40 m	Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL					
Zwaartekrachtversnelling	g	9,81 m/s ²						
Berekend:								
Hoek van golfval	β	55 °						
Invloedsfactor	γ_{β}	0,82 -	Invloedsfactor scheve golfaanval					
Invloedsfactor	γ_s	1,00 -	Invloedsfactor overgang aan- naar aflandige wind					
Gereduceerde golfhoogte	H_{m0}	0,40 m	Golfhoogte waarmee Hydra-NL rekent					
Invloedsfactor neusconstructie niet meegenomen in formules								
$q_{os/ol\ keermiddel}$ [m ³ /s/m]	$q_{os/ol\ landhoofd}$ [m ³ /s/m]	$Q_{os/ol}$ [m ³ /s]	V_{in} [m ³]	$V_{in\ cum}$ [m ³]	$q_{os/ol\ max\ k}$	$q_{os/ol\ max\ l}$	$V_{in\ cumulatief}$ [m ³]	t_{6u} [m]
0,000	0,000	0,000	0	0	0,065	0,000	32.327	13.408

Figuur 79 Aanpassing kerende hoogte zodanig dat kombergend vermogen niet wordt overschreden

Stap 6 Bepaal opnieuw kerende hoogte met Hydra-NL

In deze stap wordt in Hydra-NL de kerende hoogte bepaald die hoort bij het maximale overslag-/overloopdebiet van 0,065 m³/s/m uit stap 5. Het invoerscherm van Hydra-NL is hetzelfde als in Figuur 71, alleen voor het kritieke overslag-/overloopdebiet is nu 65 l/s/m ingevoerd.

Uit de Hydra-NL-berekening volgt een HBN van NAP + 2,87 m. Dit is keurig in lijn met de berekende benodigde kruinhoogte van NAP + 2,85 m op basis van de waterstand en golfhoogte uit het illustratiepunt uit stap 4. Het illustratiepunt ziet er nu als volgt uit:

Hoofdillustratiepunten bij hydraulisch belastingniveau 2.87 (m+NAP) en terugkeertijd 8330 (jaar)		
	Geopende Ramspolkering (bijdrage aan ov.freq 25.9%)	Gesloten Ramspolkering (bijdrage aan ov.freq 74.1%)
windrichting r (bijdrage aan ov.freq)	ZW (11.2%)	ZW (35.8%)
IJsselmeerpeil m [m+NAP]	0.97	0.80
Vechtafvoer q te Dalfsen [m ³ /s]	535	365
gevoelende windomhoogheid u [m/s]	11.8	13.8
lokale waterstand h [m+NAP]	2.74	2.61
significante golfhoogte Hm0 [m]	0.52	0.70
spectrale golfperiode Tm-1,0 [s]	2.24	2.55
golfrichting t.o.v. Noord [graden]	225.0	225.0
onz. lokale waterstand [m]	1.03	1.03
onz. significante golfhoogte [-]	1.27	1.27
onz. spectrale golfperiode [-]	1.03	1.03
onz. piekperiode [-]	1.03	1.03

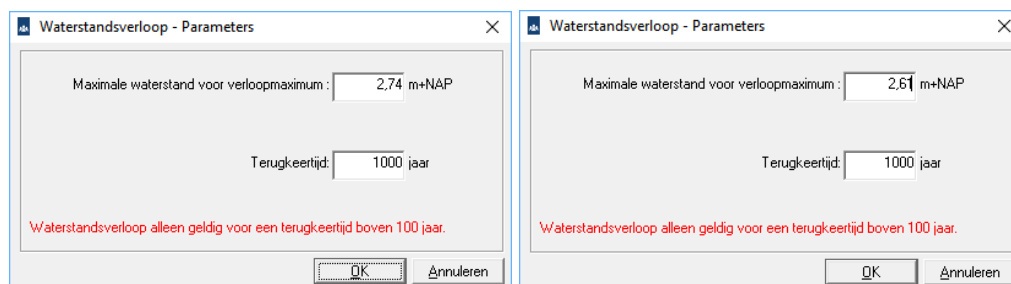
Figuur 80 Hoofdillustratiepunten uit berekening Hydra-NL met aangepast kritiek overslag-/overloopdebiet

Te zien valt dat de waterstand met name in het illustratiepunt dat hoort bij een gesloten Ramspolkering afwijkt (NAP + 2,61 m om NPA + 2,80 m). Ditzelfde geldt voor de golfhoogte (0,70 m om 0,38 m). Ook voor het illustratiepunt dat hoort bij een geopende Ramspolkering wijken waterstand (NAP + 2,74 m om NAP + 2,80 m) en golfhoogte (0,52 m om 0,38 m) enigszins af.

Let op: aan de kust ziet deze stap er iets anders uit. Vanwege de faseverschuiving tussen getij en waterstandsopzet (zie paragraaf 3.6.1) moet handmatig de hoogste waterstand worden gecombineerd met de maximale golfhoogte. Dit overslagdebiet, wat groter is dan het maximale overslagdebiet uit de kombergingsbeschouwing, moet in Hydra-NL worden ingevoerd. In Hydra-NL wordt namelijk geen rekening gehouden met de faseverschuiving tussen getij en waterstandsopzet.

Stap 7 Controleer of komberging niet wordt overschreden

Begonnen wordt met het bepalen van het waterstandsverloop dat hoort bij een waterstand van NAP + 2,61 m respectievelijk NAP + 2,74 m. De uitvoer wordt geëxporteerd naar een Excel-bestand.



Figuur 81 Invoerscherm nieuwe berekeningen tool Waterstandsverloop

Begonnen wordt met het illustratiepunt dat hoort bij een geopende Ramspolkering. Te zien valt dat bij een kerende hoogte van NAP + 2,85 m het kombergend vermogen van 32.500 m³ een klein beetje wordt overschreden (instromend volume circa 35.000 m³):

Locatie:	603078	Voer in:		Toelichting						
Deelgebied:	Vechtdelta_C	Kerende hoogte keermiddelen	$h_{kr, \text{keermiddel}}$	2,85 m+NAP						
Watersysteem:	VECHTDELTA	Breedte keermiddelen	$B_{\text{keermiddel}}$	9,5 m						
XY:	(200873, 516910)	Kerende hoogte landhoofden	$h_{kr, \text{landhoofd}}$	3,5 m+NAP						
Waterstand (m+NAP):	2,740	Breedte landhoofden	$B_{\text{landhoofd}}$	40 m						
Herhalingsstijd (jaar):	1000	Oriëntatie kunstwerk	ψ_{kw}	170 °						
Patroon:	Vechtdelta_C	Maatgevende windrichting	θ	225 °						
Exportdatum:	19-jan-2018 12:19	Golfhoogte	$H_{m0, \text{input}}$	0,52 m						
		Zwaartekrachtversnelling	g	9,81 m/s ²						
		Berekend:								
		Hoek van golfinval	β	55 °						
		Invloedsfactor	γ_s	0,82 -						
		Invloedsfactor	γ_s	1,00 -						
		Gereduceerde golfhoogte	H_{m0}	0,52 m						
		Invloedsfactor neusconstructie niet meegenomen in formules								
Tijd (uur)	Waterstand (m+NAP)	Golfhoogte (m)	$q_{os/ol \text{ keermiddel}}$ [m³/s/m]	$q_{os/ol \text{ landhoofd}}$ [m³/s/m]	$Q_{os/ol}$ [m³/s]	V_{in} [m³]	$V_{in \text{ cum}}$ [m³]	$q_{os/ol \text{ max k}}$	$q_{os/ol \text{ max l}}$	$V_{in \text{ cumulatief}}$ [m³]
-264,000	1,140	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0,070	0,001	34,820

Figuur 82 Controle of kombergend vermogen niet wordt overschreden bij illustratiepunt geopende Ramspolkering en kruinhoogte 2,85 m+NAP

Bij een kerende hoogte van NAP + 2,86 m voldoet de beschikbare komberging. Dit is nagenoeg gelijk aan het berekende HBN van NAP + 2,87 m.

Ook het illustratiepunt dat hoort bij een gesloten Ramspolkering wordt gecontroleerd. Te zien valt dat bij een kerende hoogte van NAP + 2,85 m het kombergend vermogen van

32.500 m³ eveneens net wordt overschreden (instromend volume circa 34.000 m³). Bij een kerende hoogte van NAP + 2,86 m voldoet ook nu de beschikbare komberging.

Locatie:	603078	Voer in:				Toelichting					
Deelgebied:	Vechtdelta_C	Kerende hoogte keermiddelen	$h_{kr,keermiddel}$	2,85 m+NAP		Berekend HBN uit Hydra-NL berekening					
Watersysteem:	VECHTDELTA	Breedte keermiddelen	$B_{keermiddel}$	9,5 m							
XY:	(200873, 516910)	Kerende hoogte landhoofden	$h_{kr,landhoofd}$	3,5 m+NAP							
Waterstand (m+NAP):	2,610	Breedte landhoofden	$B_{landhoofd}$	40 m							
Herhalingstijd (jaar):	1000	Oriëntatie kunstwerk	ψ_{kw}	170 °							
Patroon:	Vechtdelta_C	Maatgevende windrichting	θ	225 °		Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL					
Exportdatum:	19-jan-2018 12:19	Golfhoogte	$H_{m0,input}$	0,70 m		Uit illustratiepunt HBN-berekening Hydra-NL					
		Zwaartekrachtversnelling	g	9,81 m/s ²							
		Berekend:									
		Hoek van golfinval	β	55 °							
		Invloedsfactor	V_{β}	0,82 -		Invloedsfactor scheve golfaanval					
		Invloedsfactor	V_s	1,00 -		Invloedsfactor overgang aan- naar aflandige w					
		Gereduceerde golfhoogte	H_{m0}	0,70 m		Golfhoogte waarmee Hydra-NL rekent					
		Invloedsfactor neusconstructie niet meegenomen in formules									
Tijd (uur)	Waterstand (m+NAP)	Golfhoogte (m)	$q_{os/ol\ keermiddel}$ [m ³ /s/m]	$q_{os/ol\ landhoofd}$ [m ³ /s/m]	$Q_{os/ol}$ [m ³ /s]	V_{in} [m ³]	$V_{in\ cum}$ [m ³]	$q_{os/ol\ max\ k}$	$q_{os/ol\ max\ l}$	$V_{in\ cumulatief}$ [m ³]	
	-264,000	1,010	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0,068	0,002	33.991

Figuur 83 Controle of kombergend vermogen niet wordt overschreden bij illustratiepunt gesloten Ramspolkering en kruinhoogte 2,85 m+NAP

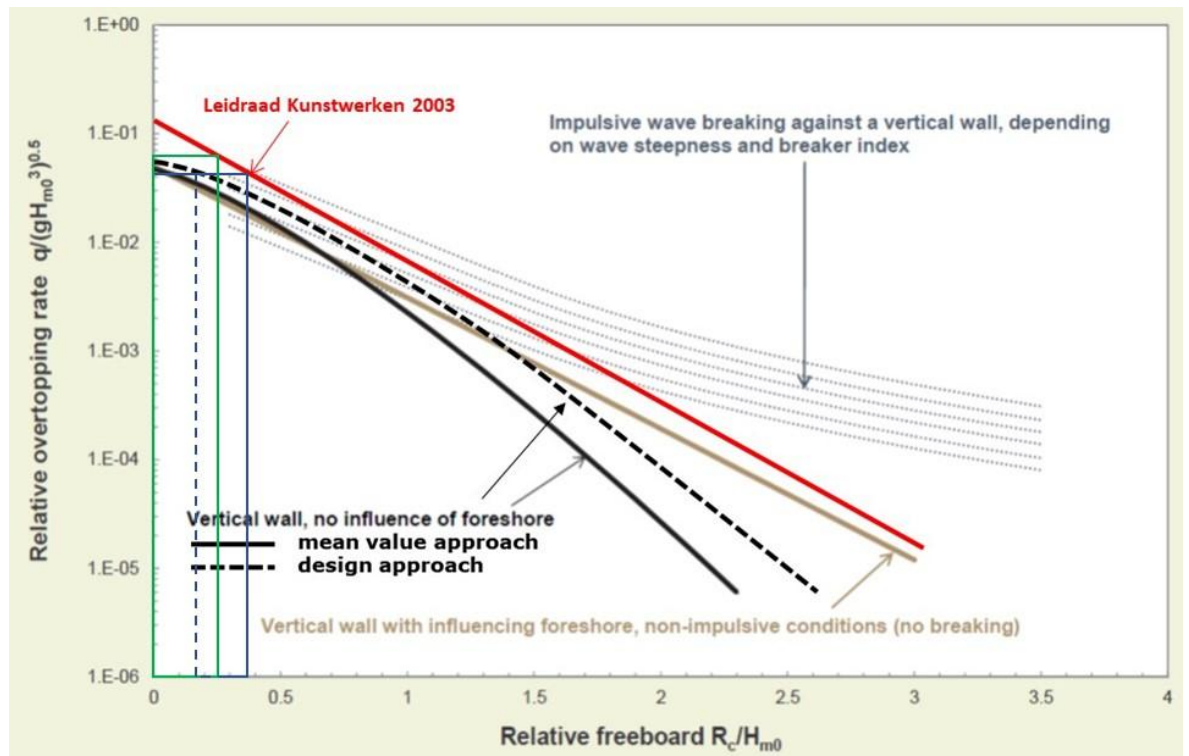
Gezien het feit dat de formules uit de Leidraad Kunstwerken 2003 waarmee het overslag-/overloopdebiet is bepaald enigszins conservatief zijn, wordt een kruinhoogte van NAP + 2,85 m passend gevonden voor dit kunstwerk.

11.3.9

Aanscherping met behulp van EurOtop2016

Met de regels uit de EurOtop2016 kan de benodigde kruinhoogte nog wat scherper worden bepaald. Dit kan door gebruik te maken van Figuur 84:

- Bepaal het relatieve vrijboord van de kering R_c/H_{m0} . In dit geval is het vrijboord gelijk aan NAP + 2,87 m (de met Hydra-NL berekende benodigde kruinhoogte) – NAP + 2,74 m+NAP (waterstand in het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening geopende Ramspolkering) = 0,13 m. De golfhoogte in het illustratiepunt van de Hydra-NL-berekening bedraagt 0,52 m. Het relatieve vrijboord bedraagt hiermee $0,13/0,52 = 0,25$. Voor het illustratiepunt van de gesloten Ramspolkering geldt dat het relatieve vrijboord $0,26/0,70 = 0,37$ bedraagt. Deze laatste is maatgevend.
- Het relatieve overslagdebiet $q/(gH_{m0}^3)^{0,5}$ bedraagt $0,065/(9,81*0,70^3)^{0,5} = 3,54E-2$ in het illustratiepunt van de gesloten Ramspolkering en $0,065/(9,81*0,52^3)^{0,5} = 5,87E-2$ in het illustratiepunt van de geopende Ramspolkering. Ter controle zijn deze waarden in Figuur 84 weergegeven (groen = situatie geopende Ramspolkering, blauw = gesloten Ramspolkering).
- Bij een relatief overslagdebiet van $3,54E-2$ hoort een relatief vrijboord van 0,17 als wordt uitgegaan van de formules uit EurOtop2016 (zie gestippelde blauwe lijn uit onderstaande figuur). Dit betekent een vrijboord van $0,17*0,7\ m = 0,12\ m$. De benodigde kruinhoogte is hiermee NAP + 2,61 m + 0,12 m = NAP + 2,73 m. Dit is 0,14 m lager dan de met Hydra-NL berekende kruinhoogte van NAP + 2,87 m. Ter controle: het verschil in het relatieve vrijboord bedraagt $0,20$, hetgeen eveneens neerkomt op $0,20*0,7 = 0,14\ m$.



Figuur 84 Aanscherping benodigde kruinhoogte aan de hand van EurOtop2016

Ditzelfde resultaat wordt gevonden als formule 7.2 uit EurOtop2016 wordt gebruikt:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0,054 \cdot \exp \left[- \left(2,12 \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{1,3} \right]$$

Omschrijven levert de volgende formule:

$$R_c = 0,47 H_{m0} \left[- \ln \left(\frac{q}{0,054 \sqrt{gH_{m0}^3}} \right) \right]^{0,77}$$

Invullen levert (met $q=0,065 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ en $H_{m0} = 0,70 \text{ m}$) ook hier een R_c van 0,17, oftewel een vrijboord van $0,17 \times 0,7 = 0,12 \text{ m}$ en een benodigde kruinhoogte van NAP + 2,73 m.

11.4 Uitwerking niet sluiten (BSKW)

In dit hoofdstuk wordt de configuratie van de keermiddelen bepaald. Dit gebeurt aan de hand van het stappenplan uit paragraaf 4.1.3 van het hoofdstuk Niet sluiten.

De primaire functie van het kunstwerk betreft het doorlaten van scheepvaartverkeer en vanuit die functie dient het kunstwerk onder normale omstandigheden dan ook altijd open te staan. Dit impliceert dat de functie van hoogwaterkeren tijdens het uitoefenen van de primaire functie niet ingevuld wordt. Om deze functie te activeren zijn bepaalde handelingen nodig zoals signaleren sluitpeil, stremmen scheepvaart en sluiten keermiddelen.

11.4.1 Stap 1 Eenvoudige ontwerpregels

In deze stap wordt bepaald of het functioneren en de configuratie van de keermiddelen dusdanig kan worden geregeld dat het faalmechanisme *niet sluiten* bij de keersluis met behulp van eenvoudige ontwerpregels kan worden afgetikt. Een nadere analyse van het faalmechanisme is in dat geval niet meer benodigd, omdat het op voorhand dan al duidelijk is dat het kunstwerk met die bepaalde bediening en configuratie een verwaarloosbare bijdrage aan het overstromingsrisico heeft.

Kijkend naar de primaire functie van het kunstwerk zijn de eenvoudige ontwerpregels niet van toepassing bij deze keersluis. Het primaire proces, het doorlaten van schepen, laat niet toe dat het kunstwerk altijd hoogwater kerend gesloten staat. Er dient dus specifiek op dit faalmechanisme ontworpen te worden.

11.4.2 Stap 2 Bepaal faalkanseis

De faalkanseis $P_{eis,KW,NS}$ wordt bepaald met behulp van de volgende formule, waarbij de onderbouwing voor de waarden van de diverse parameters eronder is gegeven:

$$P_{eis,KW,NS} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{HT}}{N_{NS}} = \frac{1}{1.000} \cdot \frac{0,04}{4} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ per jaar} \quad 11.4$$

W

waarin:

P_{max}	Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de ondergrens uit de waterwet = 1/1.000 [1/jaar]
ω_{HT}	Faalkansruimtefactor voor <i>betrouwbaarheid sluiting</i> = 0,04 [-]
N_{NS}	Lengte-effectfactor voor <i>betrouwbaarheid sluiting</i> = 4

De waarde voor de lengte-effectfactor is bepaald aan de hand van een analyse van de overige kunstwerken in het dijktraject. Er bevinden zich 5 kunstwerken in het traject. Deze worden hieronder verder nagelopen ten aanzien van *niet sluiten*.

1. Gemaal Kadoelen: Omdat de sluiting verzorgd wordt door twee onafhankelijke keermiddelen en deze keermiddelen automatisch sluiten als de pomp afslaat, is de faalkansbijdrage van dit kunstwerk aan *niet sluiten* verwaarloosbaar klein.
2. Gemaal Barsbeker: Het vijzelgemaal heeft een terugslagklep die automatisch na het vijzelen dichtgaat en daarnaast een noodschuif die automatisch sluit als een hoogwater zich aandient. Hiermee zijn er geen twee onafhankelijke keermiddelen aanwezig die na elke maalvraag sluiten en daarmee het kunstwerk buiten bediende tijd dubbel hoogwater kerend maken. Uit de analyse van VNK is echter bekend dat de faalkans voor *niet sluiten* verwaarloosbaar klein is. Debet hieraan zijn de hoogte van de opvoerpunten, de aanwezigheid van een terugslagklep, de aanwezigheid van een noodschuif die automatisch sluit in geval van hoogwater of wanneer de terugslagklep niet sluit en het geringe doorstroomoppervlak tussen vijzel en opleider. Het kunstwerk wordt gelet op het bovenstaande niet meegenomen in het lengte-effect voor *niet sluiten*.
3. Grote Kolksluis. Deze sluis staat in het hoogwaterseizoen standaard hoogwater kerend gesloten. In het zomerseizoen is dat echter niet het geval en beschikt het over één stel hoogwater kerende puntdeuren. Met behulp van schotbalken kan dan nog een tweede kering worden opgebouwd. Voor dit kunstwerk geldt dat deze meegenomen wordt in het lengte-effect voor *niet sluiten*.
4. Meppelerdiepsluis. Deze schutsluis staat bij bepaalde waterstanden geheel geopend. Daarbuiten wordt gesloten en kan het buitenhoofd een hogere waterstand keren dan het binnenhoofd. Op basis hiervan kan niet worden gesteld dat het kunstwerk een verwaarloosbare faalkans kent ten aanzien van *niet sluiten* en wordt daarom meegenomen in het lengte-effect.
5. Gemaal Zedemuden. Elke maalgang is voorzien van drie keermiddelen waarvan er twee niet geheel onafhankelijk zijn. Dit leidt in ieder geval tot twee onafhankelijke keermiddelen die sluiten als de

pomp(en) stoppen met malen. Daarmee is de faalkansbijdrage met het oog op *niet sluiten* verwaarloosbaar en wordt het kunstwerk niet meegenomen in het lengte-effect

De keersluis is kunstwerk nummer 6 in het dijktraject. Ten slotte wordt door de beheerder aangegeven dat het zeer wel mogelijk is dat in de toekomst er nog een kunstwerk (inlaatsluis) in het dijktraject bijkomt.

Op basis van bovenstaande wordt voor de toekomst er rekening gehouden met vier kunstwerken met een niet verwaarloosbare bijdrage aan de faalkans voor *niet sluiten* (Grote Kolksluis, Meppelerdiepsluis, Keersluis De Whaa en het eventuele toekomstige kunstwerk). Hiermee wordt de lengte-effectfactor N_{NS} gelijk aan 4.

Uit bovenstaande volgt een faalkanseis voor *niet sluiten* van 1/100.000 (= 1,0E-5) per jaar (zie formule 10.4).

11.4.3 *Stap 3 Bepaal maximaal toelaatbaar instromend volume (komberging)*

Wanneer de keersluis niet sluit en de buitenwaterstand loopt op, stroomt er water door de keersluis naar binnen en komt dan in het kommetje terecht tussen de keersluis en de Arembergersluis. De inhoud van dit kommetje kent de volgende eigenschappen (uitgaande van een sluitpeil van NAP +0,20 m):

Tabel 21 Waterstanden in relatie tot komberging

Maximale binnenwaterstand	Kombergend oppervlak	Kombergend vermogen	Gevolgen
NAP + 0,50 m	8.750 m ²	2.625 m ³	Kommetje tot rand oevers gevuld
NAP + 1,00 m	25.000 m ²	20.000 m ³	Substantiële wateroverlast in kom
NAP + 1,50 m	25.000 m ²	32.500 m ³	Standzekerheid Arembergersluis niet meer gegarandeerd en substantiële wateroverlast in kom

Wanneer de rinketten van de Arembergersluis worden opengezet op het moment dat het sluitpeil wordt bereikt, komt een groter kombergend oppervlak ter beschikking. In eerste instantie wordt alleen van de komberging in het kommetje uitgegaan, met als maximaal toelaatbare waterstand NAP + 1,50 m in de kom.

11.4.4 *Stap 4 Bepaal kritiek debiet vanuit bodembescherming*

Het kritieke debiet vanuit de bodembescherming aan de binnenzijde is in eerste instantie afhankelijk van de kritieke stroomsnelheid met betrekking tot deze bodembescherming. In paragraaf 11.3.2 is deze kritieke stroomsnelheid al bepaald. Hieruit volgt dat $u_c = 3,4$ m/s.

Het kritieke instromende debiet is afhankelijk van de binnenwaterstand en de wijze waarop het water naar binnen stroomt. Dit laatste heeft betrekking op de modellering van het de situatie. In het onderhavige geval is sprake van een zogenaamde lage drempel, waarbij de vraag speelt of het om een volkomen dan wel onvolkomen stroming gaat op het moment dat het kunstwerk niet hoogwater kerende gesloten is.

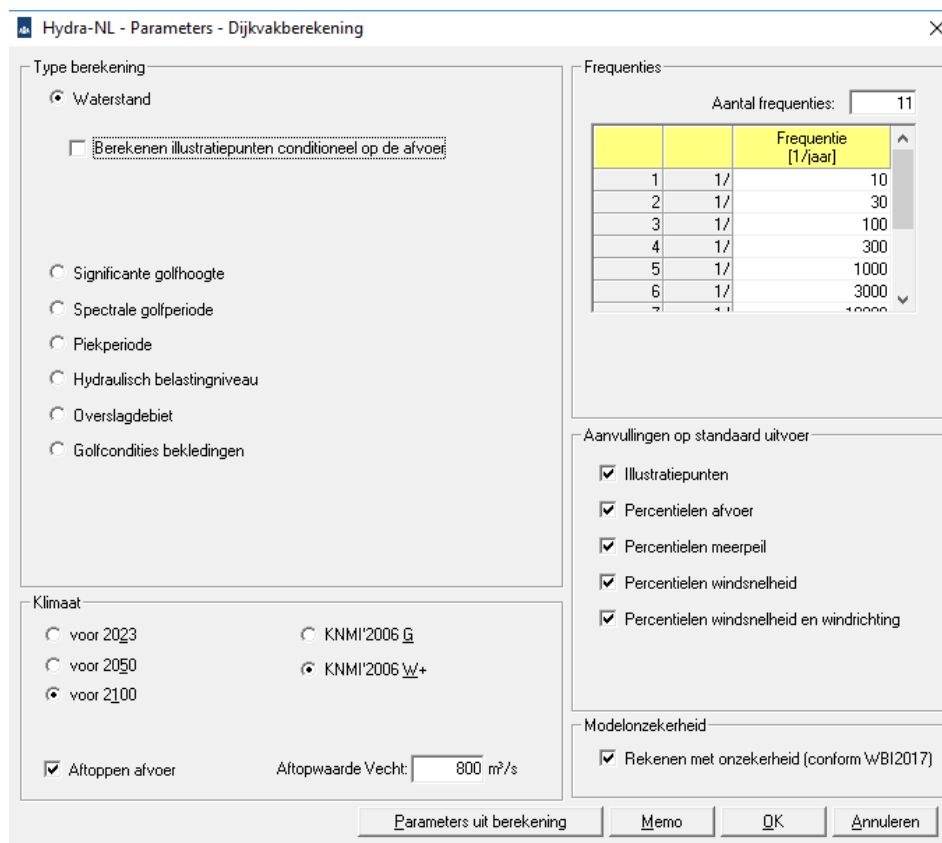
11.4.5 *Stap 5 Bepaal maximaal toelaatbare buitenwaterstand*

In deze stap moet die buitenwaterstand worden gezocht, die tijdens een afvoergolf maximaal aanwezig is, zonder dat dit leidt tot een overschrijding van de komberging, dan wel het overschrijden van de kritieke stroomsnelheid van de bodembescherming.

11.4.5.1. Overschrijdingskansen buitenwaterstand

Ten einde inzicht te verkrijgen in de overschrijdingskans van de diverse buitenwaterstanden, kan met behulp van Hydra-NL een lijn worden gemaakt met overschrijdingskansen. Voor het aanmaken van een overschrijdingsfrequentielijn is het niet nodig om een profiel aan te maken in Hydra-NL. Nadat het programma is gestart kan direct naar het tabblad 'Berekening' worden gegaan en dient voor het type berekening gekozen worden voor 'Waterstand'. Vervolgens kan worden aangegeven voor hoeveel frequenties en welke frequenties de overschrijdingskans van de waterstand bepaald moet worden (zie figuur 85). Hierbij gelden de volgende restricties vanuit Hydra-NL:

- Maximale frequentie is 1/10 per jaar
- Minimale frequentie vanuit achtergronden Hydra-NL is 1/100.000 per jaar. Bij lagere frequenties geeft Hydra-NL aan dat de berekeningsresultaten minder betrouwbaar zijn.
- Absolute minimale frequentie is 1/1.000.000 per jaar

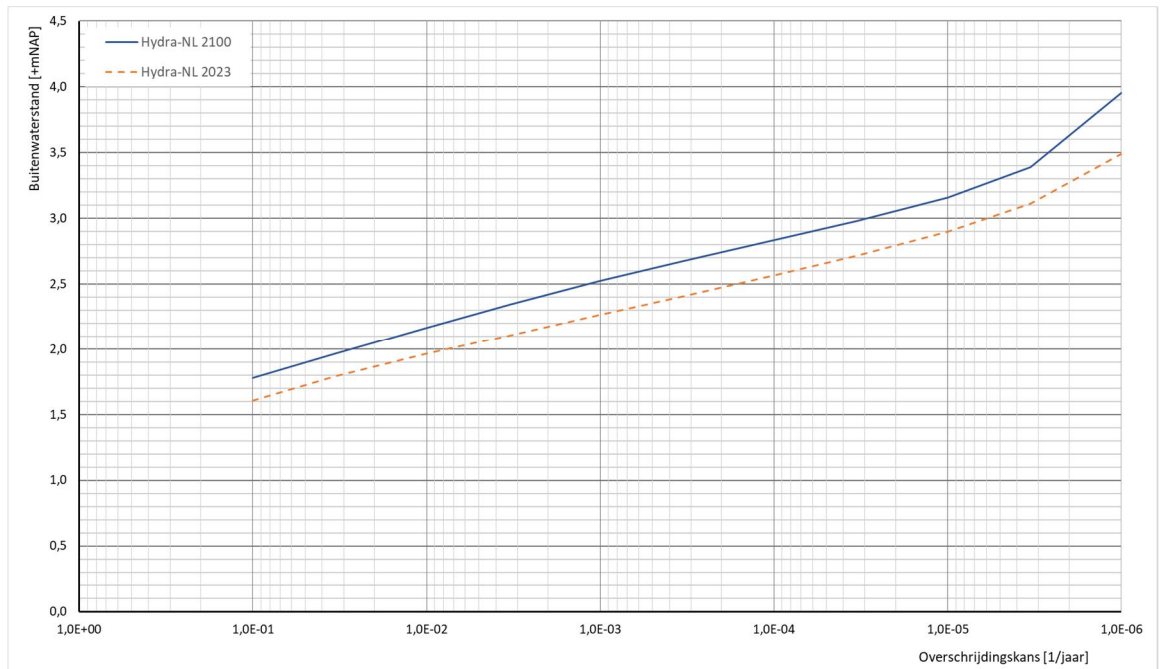


Figuur 85 Invoerscherm Hydra-NL bepaling overschrijdingskansen buitenwaterstand

Om de overschrijdingsfrequentielijn voor de toekomst te maken dient voor een van de 'voorgedefinieerde' zichtjaren 2050 of 2100 gekozen te worden. Hierbij wordt nog opgemerkt dat wanneer vanuit het ontwerp voor een ander zichtjaar wordt gekozen dan 2050 of 2100 de uitkomsten uit Hydra-NL lineair geïnterpoleerd of geëxtrapoleerd kunnen worden.

Voor het inzicht wordt aanbevolen om ook een overschrijdingsfrequentielijn te maken voor het zichtjaar 2023.

Voor het hydraulische randvoorwaardepunt van de keersluis is bovenstaande analyse uitgevoerd en dat leidt tot de volgende grafiek.



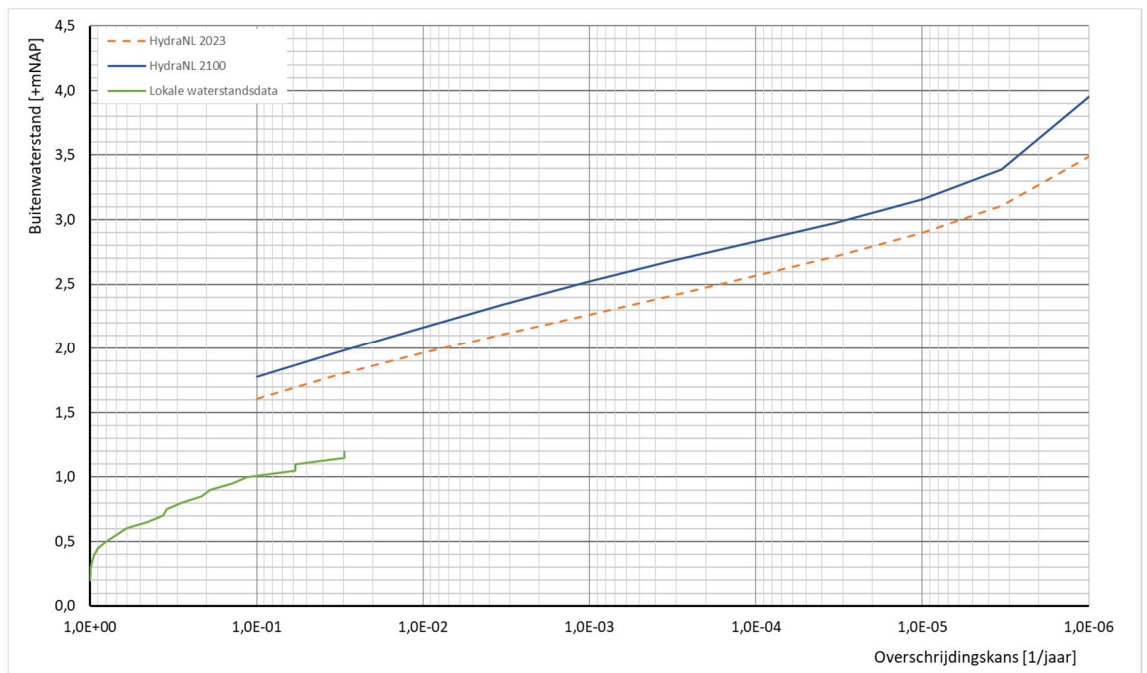
Figuur 86 Overschrijdingskansen buitenwaterstand keersluis De Whaa op basis van Hydra-NL

Voor waterstanden met een grotere overschrijdingskans dan 1/10 jaar kan, mits aanwezig, in eerste instantie gebruik gemaakt worden van lokale waterstandsstatistiek. Indien genoeg lokale meetgegevens beschikbaar zijn, kan op basis hiervan de statistiek voor grotere overschrijdingsfrequenties worden afgeleid. Lokale meetgegevens kunnen bijvoorbeeld worden gevonden via de website <https://waterinfo.rws.nl>. Voor het geval van keersluis De Whaa heeft dit plaatsgevonden, omdat de open keerhoogte zich onder de buitenwaterstand met een overschrijdingskans van 1/10 per jaar bevindt en dus een hogere frequentie kent en daarmee buiten het bereik van Hydra-NL valt. Op basis van de lokale waterstandsstatistiek is bovenstaande grafiek uitgebreid tot figuur 87. Hierbij is gebruik gemaakt van 30 jaar waterstandsgegevens.

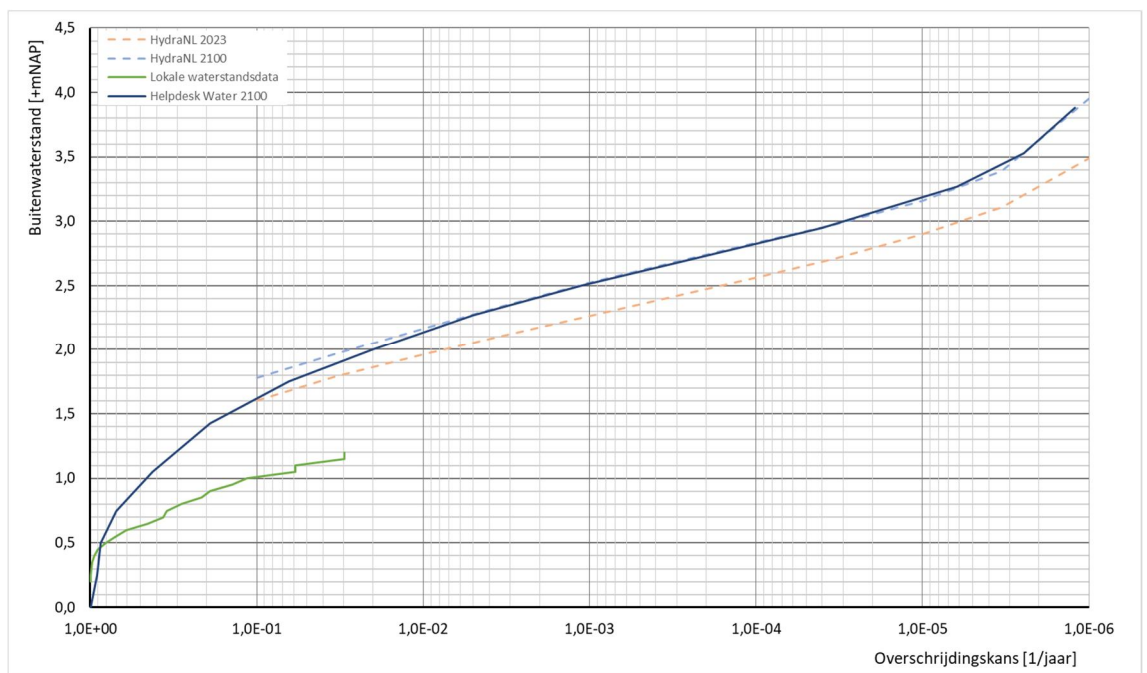
In deze figuur is zichtbaar dat lokale waterstandsdata bij keersluis De Whaa niet direct aansluit op de berekeningen met Hydra-NL⁴⁰. Een van de oorzaken kan zijn dat de tijdsperiode, waarover de waterstandsdata beschikbaar is, niet lang genoeg is. Een gedegen analyse vereist een periode van minimaal 50 jaar als men geïnteresseerd is in overschrijdingskans van 1/10 per jaar. Daarnaast zijn er nog een aantal andere (mogelijke) oorzaken waarop hier niet verder wordt ingegaan, maar die bekend zijn bij de Helpdesk Water.

Het geval zoals dit nu bij keersluis De Whaa is geconstateerd is voorgelegd aan de Helpdesk Water. In overleg met deze helpdesk is uiteindelijk gekomen tot de overschrijdingskansenlijn zoals in Figuur 88 is weergegeven.

⁴⁰ Eventuele verschillen tussen Hydra-NL en lokale waterstandsdata zijn per locatie verschillend. Het kan dus ook voorkomen dat de data heel mooi op elkaar aansluit.



Figuur 87 Lokale waterstandsdata verwerkt in overschrijdingslijn buitenwaterstand

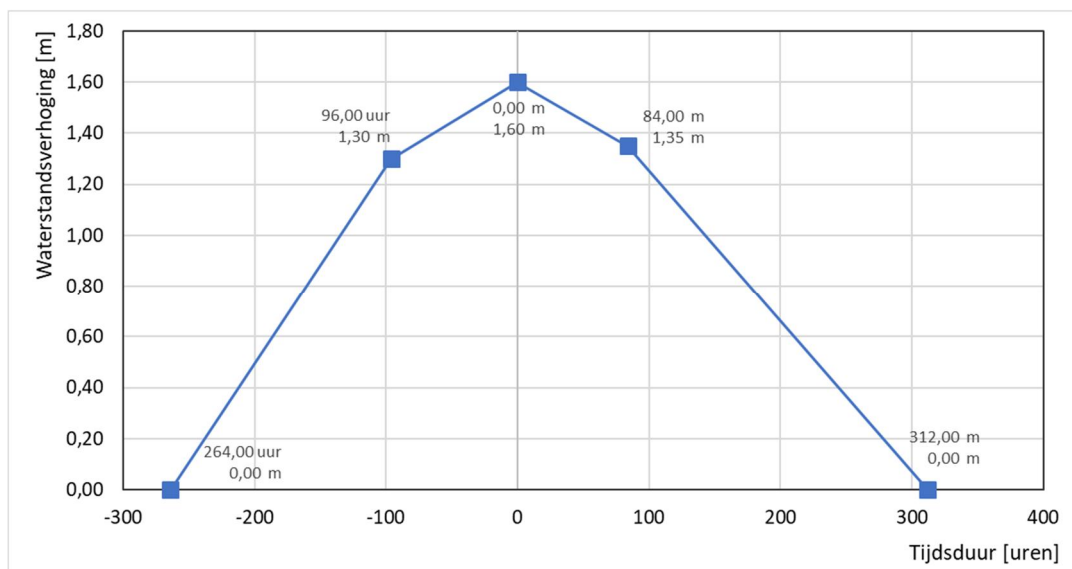


Figuur 88 Ontwerplijn voor wat betreft de overschrijdingskansen van de buitenwaterstand

11.4.5.2. Verloop hoogwatergolf

Om het verloop van de binnenwaterstand te beschouwen bij instroming door een niet geopend kunstwerk, kan gebruik gemaakt worden van de afvoergolf. Deze kan worden bepaald met behulp van de tool Waterstandsverloop. In hoofdstuk 3 is deze tool reeds beschreven.

In de Waterstandsverlooptool wordt een hoogwatergolf beschreven middels een tijdsduur en een bepaald verloop van de buitenwaterstand in deze tijdsduur. Dit verloop kan uit meerdere trajecten bestaan. Voor het randvoorwaardepunt bij keersluis De Whaa is het onderstaande verloop in de tool aanwezig.



Figuur 89 Verloop afvoergolf keersluis De Whaa in Waterstandsverloop

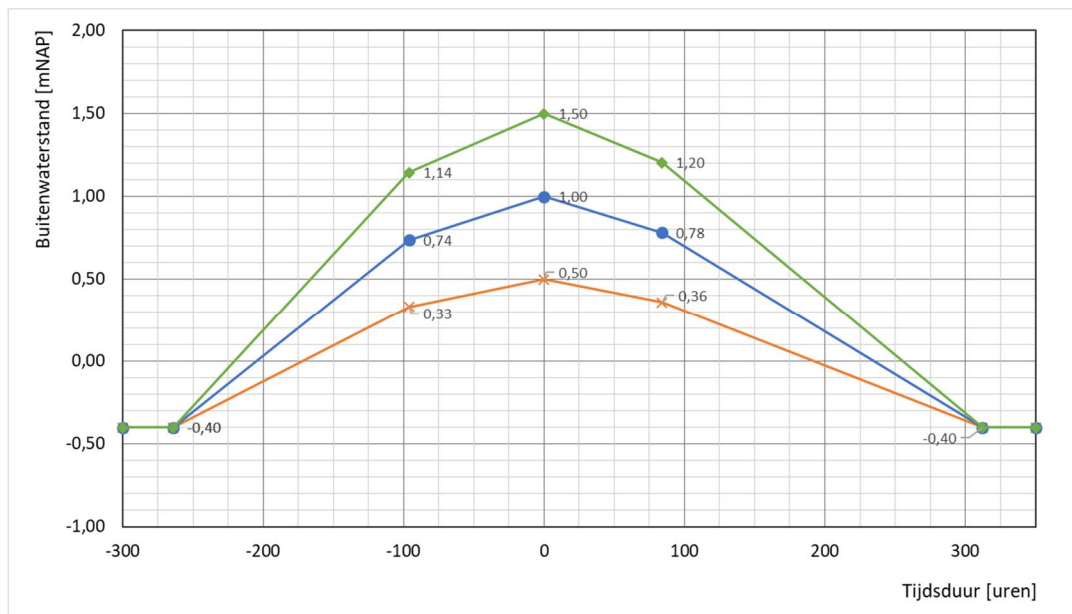
Het geschetste verloop is altijd aanwezig, onafhankelijk van de piek van de hoogwatergolf. Dus het waterstandsverschil tussen het begin en de piek van de golf bedraagt altijd 1,6 m en daarnaast is de duur van de golf altijd 576 uur. Dat betekent dat wanneer de maximaal toelaatbare binnenwaterstand bij een lage piekwaterstand in de afvoergolf reeds bereikt wordt, het toepassen van het vaste verloop zoals in Figuur 89 weergegeven tot een enigszins merkwaardige situatie leidt, wat in het volgende voorbeeld duidelijk wordt gemaakt.

Stel dat bij de piek van de afvoergolf van NAP + 0,5 m ook het criterium van de binnenwaterstand wordt overschreden. In dat geval begint de buitenwaterstand op $\text{NAP} + 0,5 \text{ m} - 1,6 \text{ m} = \text{NAP} - 1,1 \text{ m}$. Deze waterstand ligt ver onder de gemiddelde dagelijkse waterstand in de winterperiode van $\text{NAP} - 0,40 \text{ m}$. Dat is dus erg onwaarschijnlijk.

Aan de andere kant zou een hoge waarde van de piekwaterstand ook tot een situatie leiden die niet eenduidig is. Stel dat bij een piekwaterstand van $\text{NAP} + 2,0 \text{ m}$ in de hoogwatergolf overschrijding van de komberging plaats vindt, dan leidt dit tot een buitenwaterstand van $\text{NAP} + 2,0 \text{ m} - 1,6 \text{ m} = \text{NAP} + 0,40 \text{ m}$ voorafgaande aan de hoogwatergolf. Deze waterstand ligt weer 0,80 m boven de gemiddelde dagelijkse waterstand.

Om bovenstaande aandachtspunten met de huidige instrumenten te vermijden is in deze casus⁴¹ de vorm van de afvoergolf (tijdsduur en locatie van de knikpunten) uit de tool Waterstandsverloop aangehouden, maar worden de waterstandsverhogingen geschaald ten opzichte van de situatie met een waterstandsverhoging van 1,6 m uit Waterstandsverloop. In onderstaande figuur is dit inzichtelijk gemaakt. Daarbij zijn de diverse binnenwaterstanden zoals vermeldt in Tabel 21 verwerkt.

⁴¹ Dit uitgangspunt is hier gehanteerd omdat er momenteel geen andere tools beschikbaar zijn om de hoogwatergolf afhankelijk van de piekwaterstand te modelleren. Dit laat onverlet dat men ook een ander uitgangspunt kan kiezen, mits dit goed gedocumenteerd wordt.



Figuur 90 Verloop hoogwatergolf bij de diverse buitenwaterstanden

Omdat het kombergend vermogen van het kommetje tussen de oude en nieuwe waterkering beperkt is, leidt een buitenwaterstand hoger dan NAP + 1,50 m er snel toe dat de binnenwaterstand gegeven een niet gesloten keersluis hoger wordt dan NAP + 1,50 m, waardoor de stabiliteit van de Arembergersluis niet meer gegarandeerd kan worden.

11.4.5.3. Verloop binnenwaterstand

Nu het verloop van de hoogwatergolf bekend is, kan worden berekend hoe de binnenwaterstand zich gedraagt zodra door het niet gesloten kunstwerk water binnenstroomt tijdens een hoogwatergolf. Gelet op de zeer beperkte afmetingen van de kom loopt de binnenwaterstand direct mee met de buitenwaterstand. Het verloop van de binnenwaterstand is dan ook gelijk aan dat van de buitenwaterstand.

Het verloop van de hoogwatergolf uit de bovenstaande subparagraaf wordt dan ook niet verder gebuikt bij het doorlopen van de volgende stappen. De in deze paragraaf uitgevoerde analyse is met name opgenomen als voorbeeld van een mogelijke aanpak bij een komberging waarbij het verloop wel van belang is.

11.4.5.4. Toelaatbare buitenwaterstand

Het feit dat de binnenwaterstand de buitenwaterstand direct kan volgen (zie paragraaf 11.4.5.3) betekent het volgende:

- Vanuit komberging is een maximale buitenwaterstand van NAP + 1,50 m toelaatbaar.
- Vanuit bodembescherming is een kritieke stroomsnelheid van 3,4 m/s toelaatbaar. Deze stroomsnelheid wordt niet overschreden omdat de binnenwaterstand nagenoeg hetzelfde is als de buitenwaterstand. Bij een waterdiepte aan de binnenzijde van (NAP - 0,4 m – NAP - 3,0 m) = 2,6 m geldt dat bij een kritieke stroomsnelheid van 3,4 m/s er een kritiek debiet moet optreden van $3,4 \times 2,6 = 8,84 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Wanneer dit in de formule voor het debiet van een lage drempel wordt gestopt (onvolkomen stroming) leidt dat ertoe dat er een waterstandsverschil van 0,60 m (zie hieronder) op moet treden wil de bodembescherming bezwijken.

$$Q_{in,onvolk.} = m_{onv} \cdot (h_{bi} - h_{dr}) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_{bu} - h_{bi})}$$

$$8,84 = 1,0 \cdot (-0,40 - -3,0) \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (h_{bu} - h_{bi})} \Rightarrow (h_{bu} - h_{bi}) = 0,60 \text{ m}$$

Gelet op het beperkte kombergend vermogen zal dit verval niet optreden en dus zal de bodembescherming niet maatgevend zijn. De maximaal toelaatbare buitenwaterstand wordt op basis van bovenstaande beschouwing gelijk aan NAP +1,50 m.

11.4.6 *Stap 6 Bepaal kans op niet hoogwater kerend gesloten staan van het kunstwerk*
Deze stap betreft het bepalen van de factor P_{open} . Er moet worden bepaald wat de kans is dat vanuit de primaire functie van het kunstwerk het kunstwerk al gesloten is op het moment dat een hoogwater zich aandient. Voor de keersluis geldt dat deze altijd open staat en alleen gesloten wordt als dit vanuit hoogwater keren benodigd is. Hiermee wordt P_{open} gelijk aan 1.

11.4.7 *Stap 7 Bepaal de vereiste kans van sluiten van de keermiddelen*
De maximaal toelaatbare buitenwaterstand die tijdens een hoogwatergolf mag optreden bij geopend kunstwerk en de kans dat het kunstwerk open staat op het moment van een hoogwater zijn nu bekend. Hiermee kan vanuit de faalkanseis voor *niet sluiten* de benodigde faalkans van sluiting worden bepaald. Hierbij wordt geen rekening gehouden met een mogelijk herstel van een gefaalde sluiting op een alternatieve wijze ($P_{f,herstel} = 1$). De kans dat de buitenwaterstand hoger wordt dan NAP +1,5 m wordt met behulp van de overschrijdingskanslijn (Figuur 88) bepaald op 0,14 per jaar.

$$P_{f,KW,NS} = P_{open} \cdot P_{ns} \cdot P_{f,herstel} \cdot \{P(Z_1 < 0) \cdot P_{f,KW|erosie\ bodem} \text{ OF } P(Z_2 < 0)\}$$

$$1,0 \cdot 10^{-5} = 1 \cdot P_{ns} \cdot 1 \cdot P(h_{bui} > 1,5 \text{ mNAP})$$

$$P_{ns} = \frac{1,0 \cdot 10^{-5}}{1 \cdot 1 \cdot 0,14} = 7,14 \cdot 10^{-5} \text{ per vraag}$$

De kans op niet sluiten P_{ns} dient dus kleiner of gelijk te zijn aan $7,14E-05$ per vraag.

11.4.8 *Stap 8 Verifieer of gekozen sluitmiddelen voldoen aan de in stap 7 bepaalde eis*
De eerste opzet van de keersluis bestaat uit het toepassen van een enkele set hoogwater kerende keermiddelen. De meest voor de hand liggende oplossing is het toepassen van een stel puntdeuren. In het keringsconcept (zie paragraaf 11.2.5) is aangegeven dat er ook schotbalkspinningen moeten worden gemaakt. Deze dienen echter voor schotbalken die gebruikt worden in geval van onderhoud. Voor het keren van een hoogwater worden ze vooralsnog niet meegenomen, omdat met name het plaatsen van de schotbalken bij harde wind nogal onzeker is.

Omdat de keermiddelen alleen gesloten worden wanneer een hoogwater zich aandient, kan voor het bepalen van de kans op niet sluiten van de keermiddelen gebruik worden gemaakt van de nieuwe scoretabellen ([Ref. 4.5] en [Ref. 11.2]). Ervan uitgaande dat in de nieuwe situatie wat organisatie betreft geheel voldaan wordt aan alle voorwaarden die in deze scoretabellen worden gevraagd, is de volgende score voor P_{ns} haalbaar bij toepassing van één stel hoogwater kerende puntdeuren.

Beoordelingsaspect	Score E _i [-]	Kans op niet sluiten P _{ns} [1/vraag]
Alarmering	7	1,00E-07
Mobilisatie	5	1,00E-05
Bediening	5	1,00E-05
Technisch falen	3,5	3,16E-04
Totaal		3,36E-04

Hieruit blijkt dat niet wordt voldaan aan de eis die bij stap 7 (paragraaf 11.4.7) is afgeleid. Dit scheelt nog een factor 5.

Er zijn nu meerdere opties:

1. Bij de komberging wordt ook het gebied achter de Arembergersluis betrokken.
2. Het gebruik van de keersluis wordt aangepast
3. Er worden aanvullende keermiddelen geplaatst.

Deze drie opties worden in de volgende paragrafen besproken.

11.4.8.1. Komberging vergroten (terug naar stap 3)

Door ook de komberging achter de Arembergersluis in te zetten, wordt de komberging enorm vergroot. Daartoe moet de doorstroomcapaciteit van de rinketten in de deuren van de Arembergersluis wel voldoende zijn opdat er bij deze sluis geen buitenwaterstand hoger dan NAP + 1,50 m optreedt wat tot instabiliteit van de sluis zou kunnen leiden. Wanneer de waterstand bij de Arembergersluis wel groter wordt dan NAP + 1,50 m en deze sluis bezwijkt, treedt een oncontroleerbare situatie op. Door het grote kombergend oppervlak achter de sluis is het echter nog steeds zeer goed mogelijk dat grote gevolgen achterwege blijven.

Een grotere komberging kan helpen om aan de faalkanseis te voldoen, wanneer de overschrijdingskans van de maximaal toelaatbare buitenwaterstand gedurende een hoogwatergolf (piekwaterstand) een factor 5 kleiner is dan de overschrijdingskans van NAP + 1,50 m. Deze laatste had een overschrijdingskans van 0,14, dus de gezochte buitenwaterstand mag maximaal een overschrijdingskans van $0,14/5 = 0,028$ per jaar hebben. Bij deze overschrijdingskans hoort een buitenwaterstand (zie Figuur 88) van circa NAP +2,0 m. Deze buitenwaterstand leidt nog niet tot het overlopen van de oude kering, maar de stroomsnelheden rondom en door de Arembergersluis zullen groot zijn. Bij een streefpeil van NAP -0,80 m en een buitenwaterstand van NAP +2,0 m treden er stroomsnelheden op van circa 7,5 m/s ($\sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta H}$). Het is de verwachting dat de Arembergersluis en de directe omgeving niet tegen dergelijke stroomsnelheden bestand zullen zijn, waardoor de bres in de oude kering zal toenemen.

Op basis van bovenstaande beschouwingen wordt het niet wenselijk geacht om het tekort aan faalkans op te lossen door rekening te houden met de komberging achter de Arembergersluis

11.4.8.2. Gebruik van de keersluis aanpassen (terug naar stap 6)

Er zijn bij deze oplossingsrichting twee opties:

1. Het verkleinen van de kans dat het kunstwerk open staat
2. Het aanbrengen van een schutsluis in plaats van een keersluis. Feitelijk is dit een resultaat als optie 1 heel ver wordt doorgevoerd.

De tweede optie is niet acceptabel. Het uitgangspunt is immers om een keersluis te maken, zodat scheepsvaart vrij in en uit kan varen.

Optie 1 kan wellicht worden gerealiseerd door de keersluis standaard 's nachts te sluiten omdat er dan toch geen recreatievaart aanwezig is. Door dit te doen reduceert de kans op open staan (P_{open}) naar 0,5. De eis aan de kans op falen van de sluiting van de puntdeuren reduceert dan van $7,14E-05$ per vraag naar $1,43E-04$ per vraag. Daarnaast neemt de faalkans per sluiting ook af omdat het keermiddel nu elke avond en ochtend wordt bediend. De betrouwbaarheid wordt hiermee vergroot, mits er op de juiste wijze beheer en onderhoud wordt uitgevoerd. Op basis van de standaardfaalkansen (zie Bijlage B) kan een kans op niet sluiten van $1,0E-04$ per vraag worden aangehouden. Hiermee voldoet één stel puntdeuren aan de eis voor *niet sluiten*.

11.4.8.3. Aanvullende keermiddelen (terug naar stap 7)

Door het bijplaatsen van nog een stel keermiddelen wordt de betrouwbaarheid van de sluiting uiteraard vergroot. Er mag dan geen volledige correlatie tussen de keermiddelen bestaan. Dat betekent onder andere dat er voldoende afstand tussen de keermiddelen aanwezig moet zijn.

Wanneer met behulp van de scoretabellen de faalkans van sluiting wordt bepaald voor twee keermiddelen dan worden de volgende scores behaald:

Beoordelingsaspect	Score E_i [-]	Kans op niet sluiten P_{ns} [1/vraag]
Alarmering	7	$1,00E-07$
Mobilisatie	5	$1,00E-05$
Bediening	5	$1,00E-05$
Technisch falen	4,5	$3,16E-05$
Totaal		$5,17E-05$

De waarde voor P_{ns} wordt nu $5,17E-05$ per vraag, waar de eis $7,14E-05$ per vraag was (zie paragraaf 11.4.7). Er wordt dus voldaan aan de eis.

Een oplossing met twee stel keermiddelen leidt dus tot een situatie die voldoet aan de eisen met betrekking tot *niet sluiten*.

11.4.8.4. Te kiezen opzet concept voor niet sluiten

Op basis van de uitgevoerde analyses blijkt dat zowel het verkleinen van de geopende periode (aanpassing P_{open}) als het aanbrengen van een tweede stel puntdeuren (aanpassing P_{ns}) leidt tot het voldoen aan de eis. Welke oplossing uiteindelijk wordt gekozen dient met de opdrachtgever te worden besproken.

Vanuit de primaire functie van de keersluis kan het aanbrengen van een extra stel puntdeuren het meest gewenst zijn. De primaire functie (doorlaten scheepvaart) wordt hierdoor niet aangetast en men heeft de 'zekerheid' dat mocht er iets met het ene stel puntdeuren gebeuren men direct de beschikking heeft over een extra stel deuren.

Vanuit kosten (aanleg en onderhoud) heeft het aanpassen van de bedientijd de voorkeur.

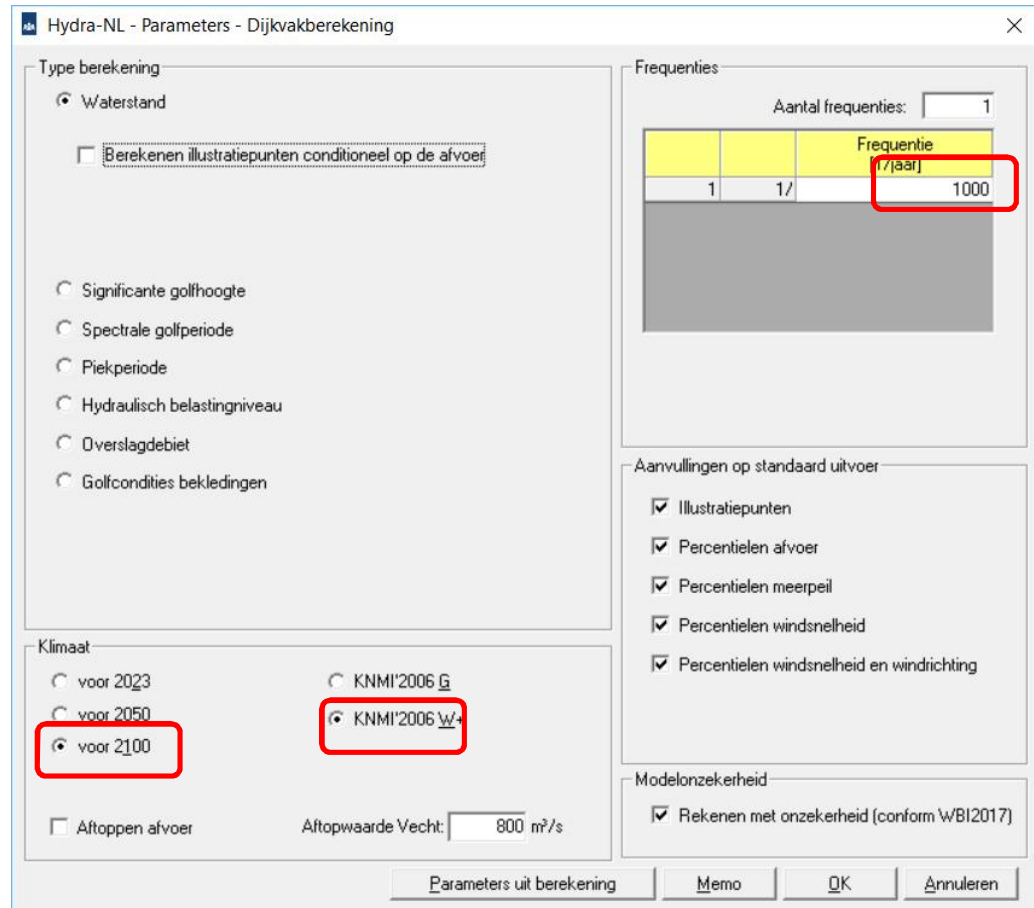
11.5 Uitwerking piping (PKW)

In deze paragraaf worden de benodigde afmetingen van de kwelschermen rondom de keersluis en aangrenzende landhoofden bepaald. Dit gebeurt aan de hand van het stappenplan uit paragraaf 6.1.4 van het hoofdstuk *Piping*.

11.5.1 Stap 1 Bepaal ontwerpverval over het kunstwerk

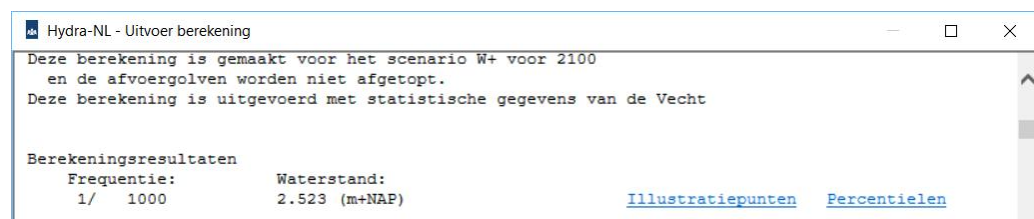
De ontwerpwaterstand wordt bepaald met behulp van Hydra-NL. Hierin wordt een waterstandssom gedraaid waarin de waterstand wordt bepaald met een

overschrijdingskans gelijk aan de ondergrens (maximaal toelaatbare faalkans) van het dijktraject (1/1.000 per jaar).



Figuur 91 Overzicht invoerscherm waterstandsberekening Hydra-NL

Deze ontwerpwaterstand bedraagt 2,52 m+NAP.



Figuur 92 Overzicht uitvoerscherm waterstandsberekening Hydra-NL

Voor de binnenwaterstand wordt een waarde van 0,20 m-NAP aangehouden, zijnde de waterstand waarop het peil na sluiten wordt gebracht middels de rinketten van de Arembergersluis. Gezien de kleine kom achter de keersluis hoeft geen rekening te worden gehouden met afwaaiing onder maatgevende omstandigheden.

Het ontwerpverval bedraagt hiermee 2,52 m+NAP – 0,20 m-NAP = 2,72 m.

11.5.2

Stap 2 en 3 Vaststellen of aanwezige kwelweglengte volstaat

In dit geval zijn vanuit constructieve overwegingen reeds veel kwelshielden aanwezig. In deze paragraaf wordt beoordeeld of de afmetingen hiervan volstaan.

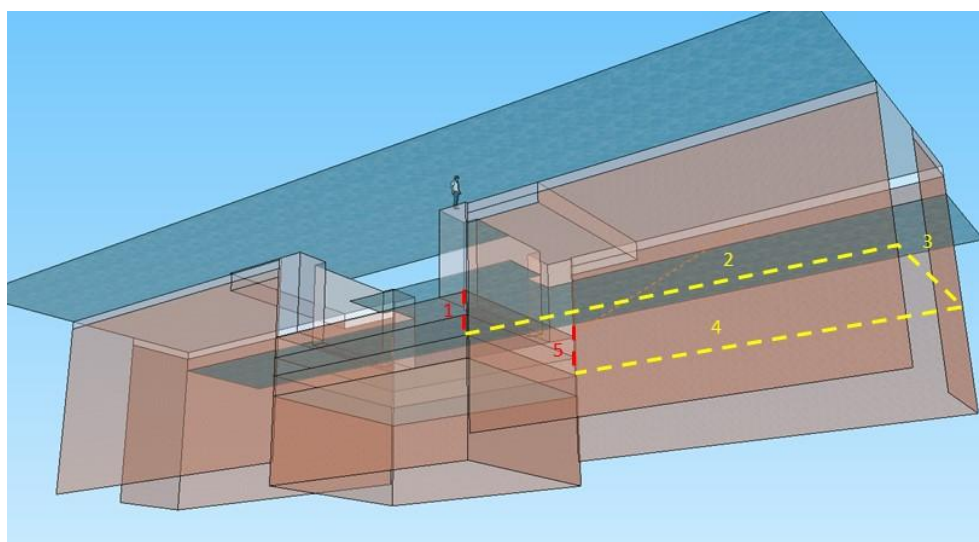
In dit geval lijkt het aan de hand van een kwalitatieve beschouwing reeds duidelijk dat piping geen relevant faalmechanisme is. Het kunstwerk wordt namelijk omsloten door een dik pakket aan ondoorlatende lagen (tenminste tussen bodemniveau 3,0 m-NAP en 5,0 m-NAP is klei/veen aanwezig). Echter, om piping geheel uit te kunnen sluiten moet ook de onderliggende zandlaag worden beoordeeld. Dit vergt een aanvullende berekening die meer werk is dan het uitvoeren van een eenvoudige piping-beschouwing.

Het kunstwerk voldoet aan een eenvoudige heave-toets. Het ontwerpverval is namelijk 2,73 m en de lengte van het benedenstroomse kwelscherm bedraagt NAP - 10,0 m (inheidiepte schermen landhoofden) - NAP - 3,0 m (bodemniveau sluis) = 7,0 m. Het verhang over het benedenstroomse kwelscherm bedraagt hiermee $2,73 / 7,0 = 0,39$. Dit is kleiner dan het heave-criterium van 0,5 zodat onderloopsheid op basis van deze eenvoudige heave-beschouwing kan worden uitgesloten.

Alleen achterloopsheid speelt dus mogelijk een rol. In Figuur 93 is een 3D-weergave van het kunstwerk gemaakt waarin de mogelijk maatgevende kwelweg is opgenomen. Hierin is de dijk geschematiseerd als een kleidijk (bekend uit de wettelijke beoordeling van het dijklichaam). De volgende kwelweg is maatgevend:

Tabel 22 Overzicht kwelweglengtes maatgevende kwelweg

Nr.	Omschrijving	Lengte
1	Van bodemniveau 3,0 m-NAP naar niveau onderzijde kleilaag op 5,0 m-NAP	$L_v = 2 \text{ m}$
2	Van zijkant sluiskolk naar zijkant landhoofd op niveau 5,0 m-NAP	$L_h = 20 \text{ m}$
3	Van voorzijde landhoofd naar achterzijde landhoofd op niveau 5,0 m-NAP. Let op: dit is een zogeheten 'short path'. Het is niet aannemelijk dat de grondwaterstroming de 'inkeping' in de damwanden volgt terug naar de kolkwand.	$L_h = 9,9 \text{ m}$
4	Van zijkant landhoofd naar zijkant sluiskolk op niveau 5,0 m-NAP	$L_h = 20 \text{ m}$
5	Van niveau onderzijde kleilaag op 5,0 m-NAP naar niveau uittredepunt (=bodemniveau) 3,0 m-NAP	$L_v = 2 \text{ m}$



Figuur 93 Overzicht maatgevende kwelweg langs het kunstwerk

Omdat de maatgevende kwelweg ook verticale delen bevat wordt de formule van Lane gebruikt. Invullen levert (met $C_{creep} = 7$ behorend bij matig fijn zand):

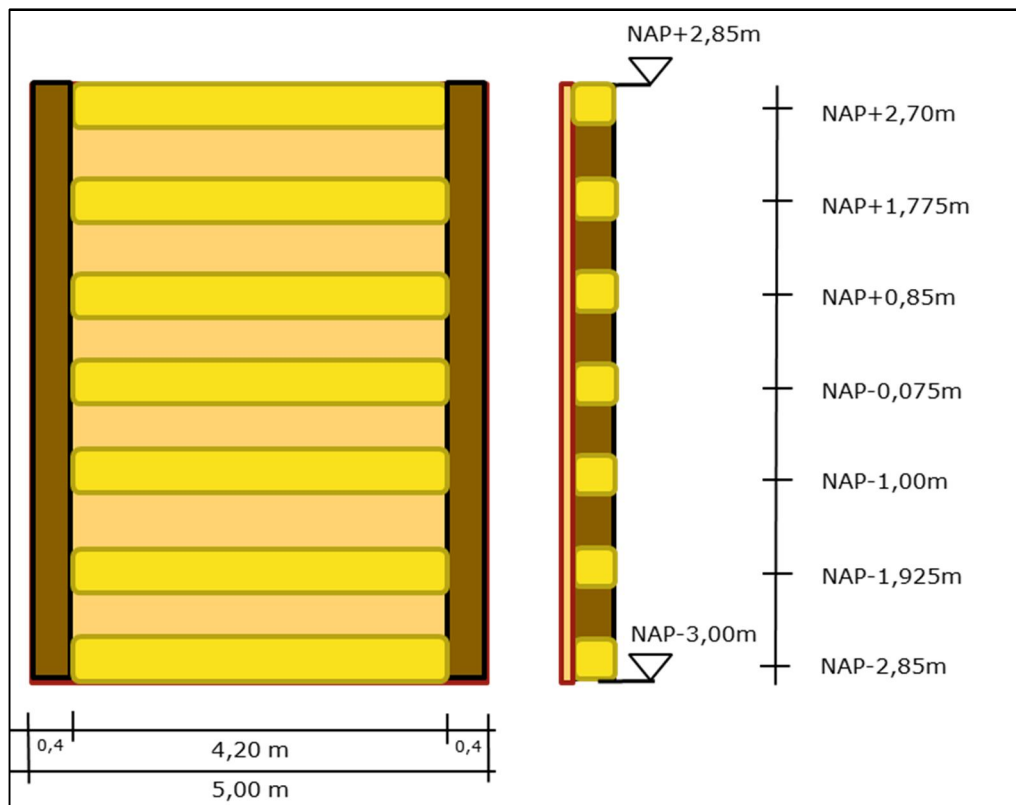
$$\Delta H_c = \frac{L_v + L_h/3}{C_{w \text{ creep}}} = \frac{4 + 49,9/3}{7} = 2,95 \text{ m}$$

Het ontwerpverval is met 2,72 m kleiner dan het kritieke verval van 2,95 m. Er zijn dus geen additionele kwelschermen nodig.

11.6 Uitwerking constructief falen

In deze paragraaf wordt het ontwerp van de keersluis geverifieerd aan de betrouwbaarheidseisen ten aanzien van constructief falen vanuit de Waterwet en het Bouwbesluit. Binnen het WBI wordt constructief falen enkel ten gevolge van de hoogwaterbelasting beschouwd en wordt het mechanisme Sterkte en stabiliteit puntconstructies genoemd (STKWp). Bij ontwerpen dient het kunstwerk echter ten aanzien van alle mogelijke belastingen te worden geverifieerd, zodat STKWp niet volledig is. Gezien de focus van de Werkwijzer beperkt het voorbeeld zich wel tot de ontwerpverificatie ten aanzien van de hoogwaterbelastingssituatie. Hiertoe dient in de praktijk de sterkte van alle waterkerende constructieonderdelen te worden geverifieerd (gebeurtenis 2, zie paragraaf 7.3), alsmede de algehele stabiliteit van constructie en grondlichaam (gebeurtenis 4, zie paragraaf 7.3). In de casus wordt enkel ingegaan op de verificatie van het voornaamste waterkerende element, de houten puntdeuren. Omdat dit een casus betreft wordt slechts één constructieonderdeel van de deuren geverifieerd, namelijk een horizontale ligger. De verificatie gebeurt aan de hand van het stappenplan uit paragraaf 7.9 van het hoofdstuk *Constructief falen*.

In Figuur 94 is een schematisch aanzicht en dwarsdoorsnede van de houten puntdeuren opgenomen. De kruinhoogte zoals bepaald in paragraaf 11.3 is aangehouden. De houten puntdeuren zijn globaal te schematiseren als een aantal horizontale liggers die verbonden worden door twee harren waartegen beplanking is aangebracht.



Figuur 94 Schematische weergave van constructief ontwerp houten puntdeuren keersluis De Whaa

11.6.1 *Stap 1: kies het te verifiëren constructieonderdeel*
 In deze casus worden de dimensies van de horizontale houten ligger op een hoogte van NAP -1,00 m geverifieerd.

11.6.2 *Stap 2: bepaal de relevante belastingen*
 De ligger dient de belastingen bij hoogwater, oftewel de combinatie van de hydraulische belasting en de eigengewichtsbelasting, te kunnen weerstaan. Mogelijk dient de ligger ook ijsbelasting en temperatuurbelasting te kunnen weerstaan (zie Tabel 11). In deze casus wordt echter alleen op de hoogwaterbelasting ingegaan.

11.6.3 *Keuze A of B: ontwerpverificatie ten aanzien van hoogwater- of overige belastingen*
 Gezien de scope van het voorbeeld: keuze A in Figuur 33.

11.6.4 *Stap 3: bepaal de betrouwbaarheidseis vanuit het Bouwbesluit*
 De keersluis maakt onderdeel uit van de primaire waterkering, in de praktijk wordt in dat geval meestal Consequence Class (CC3) geëist. Wanneer de trajectnorm uit de Waterwet echter een grote overstromingskans betreft (soepele norm) en CC3 disproportionele investeringen vraagt, kan het zinnig zijn om daar van af te wijken en de betrouwbaarheidseis vanuit het Bouwbesluit in lijn te brengen met die vanuit de Waterwet. In dat geval kan bijvoorbeeld CC2 worden geëist. Dit is echter aan de opdrachtgever.

In het voorbeeld eist de opdrachtgever CC3, ofwel $\beta_{eis, BB} = 4,3$ voor een levensduur van 100 jaar.

11.6.5 *Stap 4: bepaal de betrouwbaarheidseis vanuit de Waterwet*
 De faalkanseis $P_{eis, KW, CON}$ wordt bepaald met behulp van de volgende formule:

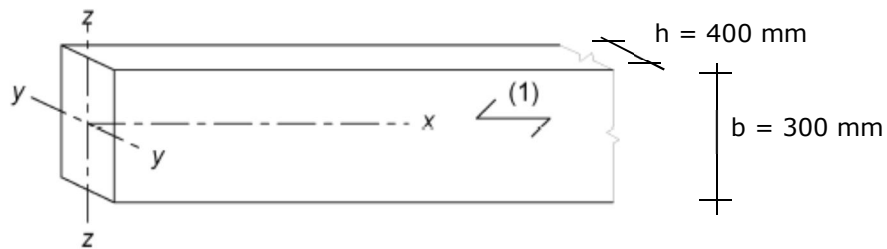
$$P_{eis, KW, CON} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{CON} \cdot c}{N_{CON}} = \frac{1}{1.000} \cdot 0,02 \cdot 4 \quad 11.5$$

Waarin:

$P_{eis, KW, CON}$	Faalkanseis voor <i>constructief falen en geen falen door overloop/overslag</i> van een individueel kunstwerk afgeleid van trajecteis uit de Waterwet voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref} = 1$ jaar [-]
P_{max}	Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de waterwet voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref} = 1$ jaar [-]. $P_{max} = 1/1.000$ [1/jaar]
ω_{CON}	Faalkansruimtefactor voor <i>constructief falen</i> = 0,02 [-]
c	Correctiefactor voor de correlatie tussen <i>constructief falen</i> en <i>falen door overloop/overslag</i> = 4 [-]
N_{dsn}	Lengte-effectfactor voor <i>constructief falen</i> = 3 [-]

Hieruit volgt een faalkanseis van 1/37.500 per jaar (2,67E-5 per jaar). Deze eis heeft formeel betrekking op falen, ofwel alle gebeurtenissen die vanuit constructief oogpunt leiden tot een overstroming. Zoals in paragraaf 7.4 is aangegeven, wordt in het geval van 'ontwerpen' aanbevolen deze eis ten aanzien van *Falen ten gevolge van bezwijken waterkerende constructieonderdelen* gelijk te stellen aan initieel falen, oftewel het bezwijken van waterkerende constructieonderdelen.

11.6.6 *Stap 5: verzamel de gegevens van het constructieonderdeel*
 De hartlijn van de houten ligger bevindt zich op een hoogte van NAP-1,00 m en wordt uitgevoerd in Azobé. De ligger heeft een lengte van 4,2 m, een hoogte (y-as) van 400 mm en een breedte (z-as) van 300 mm, zie Figuur 95.

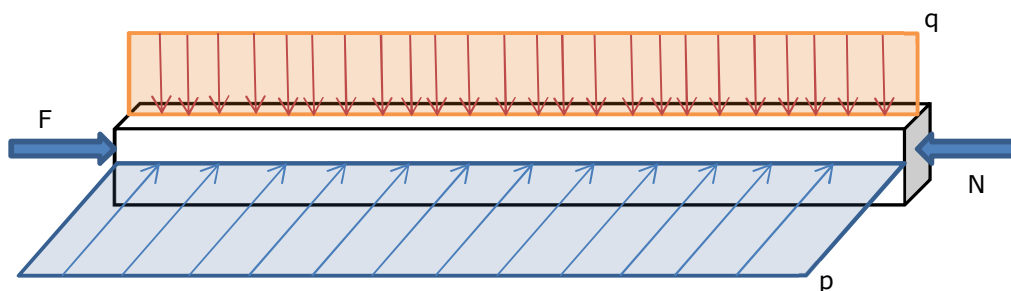


Figuur 95 Dimensies doorsnede ligger

11.6.7 *Stap 6: kies te verifiëren sterktegrootheid en bepaal de grenstoestandfunctie/unity check*
 In het voorbeeld wordt de opneembare spanning in het midden van de ligger, bij de ontwerpdimensies uit stap 5, de te verifiëren sterktegrootheid.

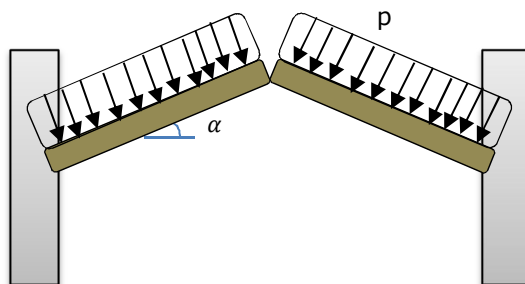
Belasting op de ligger

In de Hoogwaterbelastingssituatie wordt de ligger belast door de hydraulische belasting p (werkend in de y -richting en leidend tot buigspanningen om de z -as), de eigengewichtsbelasting q (werkende in de z -richting en leidend tot buigspanningen om de y -as) en een spatkracht N (drukkracht in de x -richting). We gaan er conservatief vanuit dat het plaatwerk enkel de hydraulische belasting overdraagt aan de liggers en zelf geen sterkte toevoegt. De ligger wordt geschematiseerd als een ligger op twee scharnierende steunpunten.

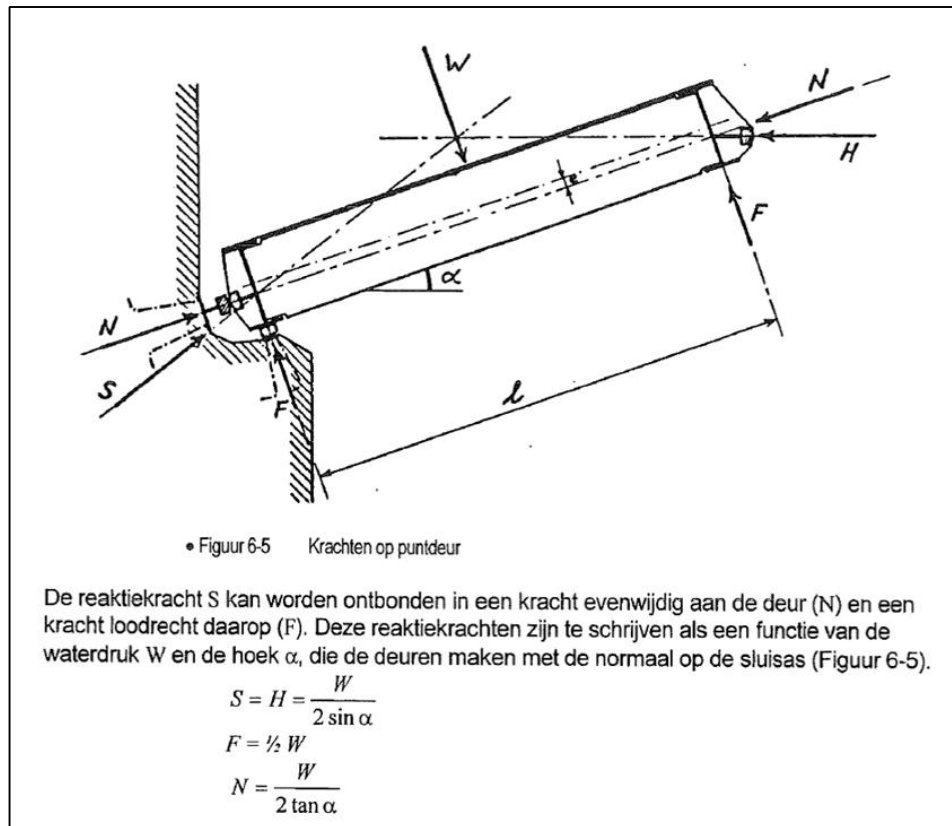


Figuur 96 Belastingen op de ligger

De spatkracht N is een typische belasting behorende bij puntdeuren en vloeit voort uit de hydraulische belasting.



Figuur 97 Afleiding spatkracht I



Figuur 98 Afleiding spatkracht II

De puntdeuren van keersluis de Whaa staan onder een hoek van $\alpha = 22^\circ$ tegen elkaar aangesteund wat leidt tot de volgende spatkracht:

$$N = \frac{W}{2 \tan \alpha} = \frac{l \cdot p}{2 \tan 22^\circ}$$

Sterkte van de ligger

Hout is een anisotroop materiaal, wat betekent dat de materiaaleigenschappen per oriëntatierichting verschillen. Uit Figuur 96 blijkt dat de ligger in drie verschillende richtingen wordt belast, wat betekent dat drie verschillende sterkte-eigenschappen een rol spelen in de betreffende spanningsverificatie.

Grenstoestandfunctie/unity check

Voor de verificatie van de maximaal op te nemen spanning door de ligger wordt gebruik gemaakt van artikel 6.2.4 uit de NEN-EN 1995 (Eurocode Hout), welke de grenstoestandfunctie voor de hier te verifiëren belastingsituatie (Figuur 96) reeds heeft vertaald in twee voorgeschreven unity-checks (formules 6.19 en 6.20) uitgedrukt in rekenwaarden:

$$6.19 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$6.20 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Waarbij:

$\sigma_{c,0,d}$	Rekenwaarde axiale drukspanning [N/mm ²]
$f_{c,0,d}$	Rekenwaarde axiale druksterkte [N/mm ²]
$\sigma_{m,y,d}$	Rekenwaarde van de buigspanning om y-as [N/mm ²]
$f_{m,y,d}$	Rekenwaarde van de buigsterkte bij buiging om de y-as [N/mm ²]
$\sigma_{m,z,d}$	Rekenwaarde van de buigspanning om z-as [N/mm ²]
$f_{m,z,d}$	Rekenwaarde van de buigsterkte bij buiging om de z-as [N/mm ²]
k_m	0,7 [-] (rechthoekige doorsneden)

In dit geval wordt buiging om de y-as veroorzaakt door de eigengewichtsbelasting (q) en om de z-as door de hydraulische belasting (p).

11.6.8

Stap 7 en 8: bepaal de representatieve waarde en rekenwaarde van de sterkte

De sterkte wordt in dit geval uitgedrukt in drie verschillende sterkte termen ($f_{c,0}$, $f_{m,y}$ en $f_{m,z}$) waarvoor de representatieve waarden en rekenwaarden zijn afgeleid met behulp van NEN-EN1995, NEN-EN338 en NEN-EN1912. De puntdeuren zijn gemaakt van Azobé (houtklasse D70 conform NEN-EN1912) en klimaatklasse 3 wordt van toepassing geacht. De belastingduurklasse voor de hydraulische belasting wordt op kort gesteld (minder dan 1 week).

De relatie tussen de representatieve en rekenwaarde van de sterkte is gelijk aan:

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_m}$$

Tabel 23: representatieve sterkte en rekenwaarden van de sterkte

Azobé (D70)	Stap 7. Representatieve sterkte* [N/mm ²]	k_{mod} ** (klimaatklasse 3)	γ_m	Stap 8. Rekenwaarde sterkte [N/mm ²]
Druksterkte	$f_{c,0,k} = 36$	0,70 (kort)	1,3***	$f_{c,0,d} = 22$
Buigsterkte om y-as	$f_{m,y,k} = 70$	0,5 (blijvend)	1,3***	$f_{m,y,d} = 27$
Buigsterkte om z-as	$f_{m,z,k} = 70$	0,70 (kort)	1,3***	$f_{m,z,d} = 43$

* Volgens NEN-EN338

** Volgens NEN-EN 1995

*** Behorende bij gezaagd hout volgens NEN-EN 1995

11.6.9

Stap 9: genereer de marginale waterstand, golfhoogte- en golfperiode statistiek met Hydra-NL en bepaal de mate van onderlinge correlatie.

De hydraulische belasting is een combinatie van verval- en golfbelasting. Zoals in paragraaf 7.10.2 uitgebreid is behandeld kan op dit moment voor ontwerpen geen gecombineerde statistiek hiervoor worden afgeleid. Er dient voorlopig gebruik te worden gemaakt van de marginale statistiek van de buiten- en binnenwaterstand, de golfhoogte en de golfperiode. In deze stap wordt de marginale statistiek voor deze parameters in de vorm van overschrijdingskansverdelingen met behulp van Hydra-NL gegenereerd.

Statistiek buitenwaterstand

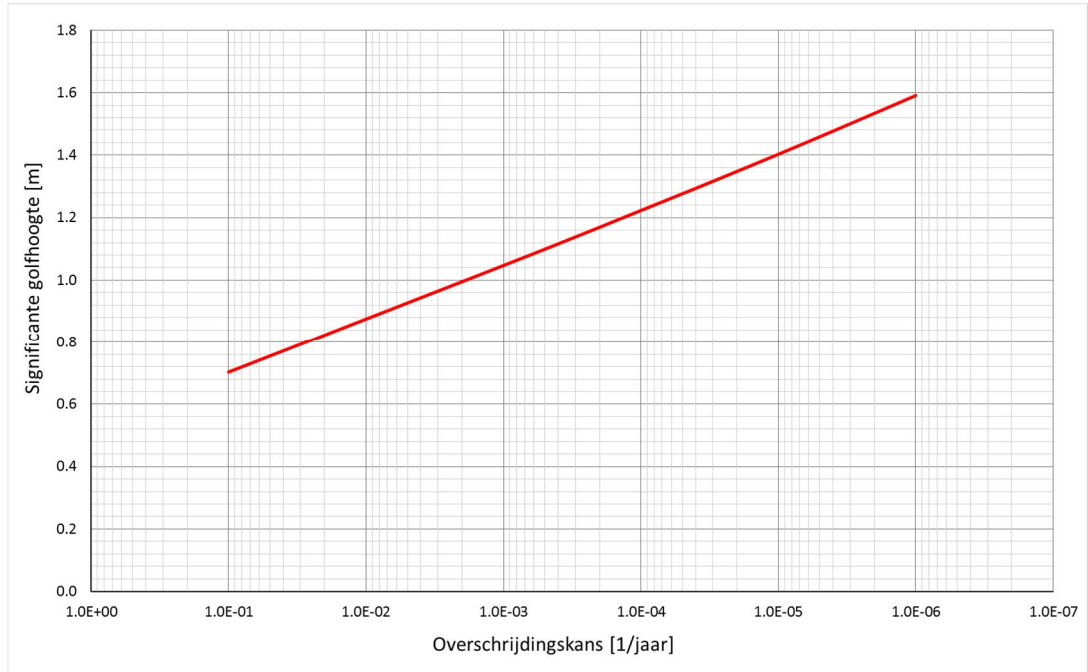
In paragraaf 11.4 zijn de overschrijdingskansen van de buitenwaterstand reeds bepaald en weergegeven in Figuur 86. In de illustratiepunten van alle berekende waterstanden blijken windrichtingen west (270°), westzuidwest (247,5°) en zuidwest (225°) respectievelijk circa 30%, 25% en 15% bij te dragen aan de uitkomst. Daarmee zijn deze windrichtingen dus dominant voor de waterstandstatistiek in dit uitvoerpunt.

Statistiek binnenwaterstand

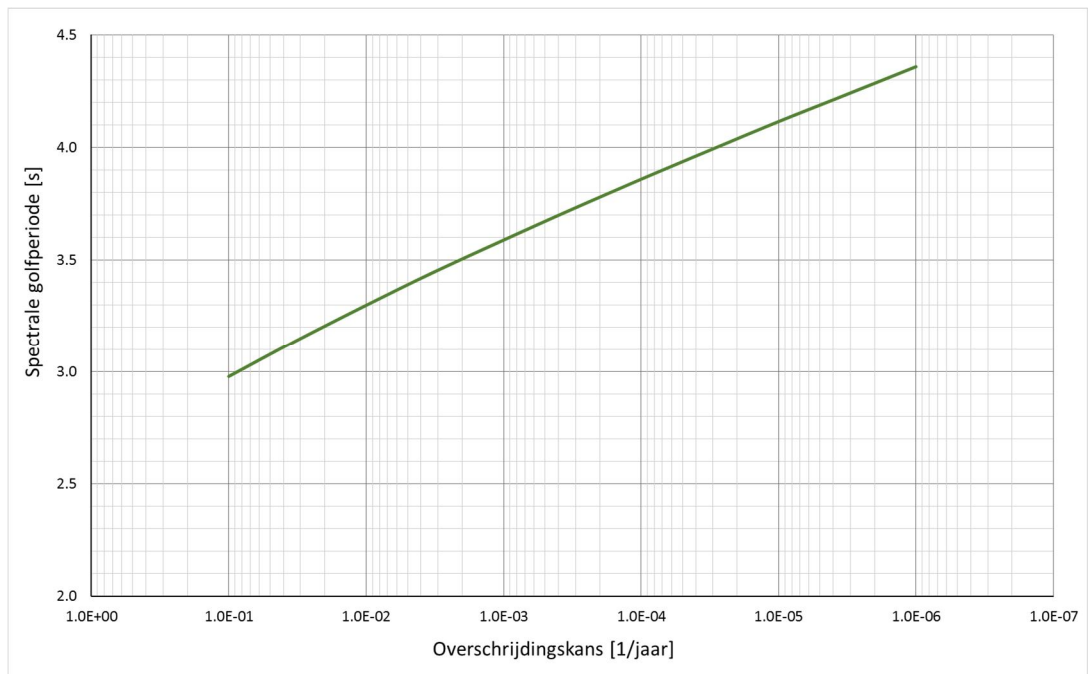
Er is voor de kleine kom De Whaa geen binnenwaterstatistiek aanwezig, zodat voor het bepalen van de vervalbelasting een veilige waarde voor de binnenwaterstand wordt aangenomen. Er wordt uitgegaan van het winterpeil = NAP-0,20m.

Marginale statistiek significante golfhoogte en spectrale golfperiode

Op eenzelfde wijze als voor de buitenwaterstand in paragraaf 11.4 zijn met Hydra-NL de overschrijdingsfrequenties voor de significante golfhoogte (H_s) en de spectrale golfperiode ($T_{m-1,0}$) gegenereerd en weergegeven in Figuur 99 en Figuur 100.



Figuur 99 Overschrijdingsfrequentielijn significante golfhoogte



Figuur 100 Overschrijdingsfrequentielijn spectrale golfperiode

Voor zowel H_s en $T_{m-1,0}$ blijkt dat in alle illustratiepunten windrichting zuidwest (225°) circa 90% bijdraagt aan de uitkomst. Windrichting zuidwest is dus dominant voor de golfbelasting.

Mate van correlatie

Voor het combineren van deze parameters tot de uiteindelijke hydraulische belasting dient een mate van correlatie tussen de parameters te worden aangenomen. Deze kan, zoals in paragraaf 7.10.2.1 is besproken, niet modelmatig worden bepaald maar slechts worden ingeschat. Ten behoeve van de bepaling van de golfbelasting lijken op basis van bovenstaande resultaten H_s en $T_{m-1,0}$ sterk gecorreleerd; we houden hier volledige correlatie aan. Uit de bovenstaande resultaten lijkt ook een behoorlijke correlatie te bestaan tussen de golfparameters en de buitenwaterstand. Zoals in paragraaf 7.10.2.1 beschreven is het verstandig in dat geval van volledige correlatie uit te gaan voor het combineren van de golfbelasting en de vervalbelasting.

11.6.10

Stap 10: Bepaal de rekenwaarde van het belastingeffect o.b.v. het Bouwbesluit

De rekenwaarde van het belastingeffect E_d bestaat uit de combinatie van de rekenwaarde van de eigengewichtsbelasting en hydraulische belasting. De hydraulische belasting is in deze belastingssituatie dominant boven de eigengewichtsbelasting, wat betekent dat enkel het belastingeffect geverifieerd hoeft te worden volgens 6.10b uit NEN-EN1990:

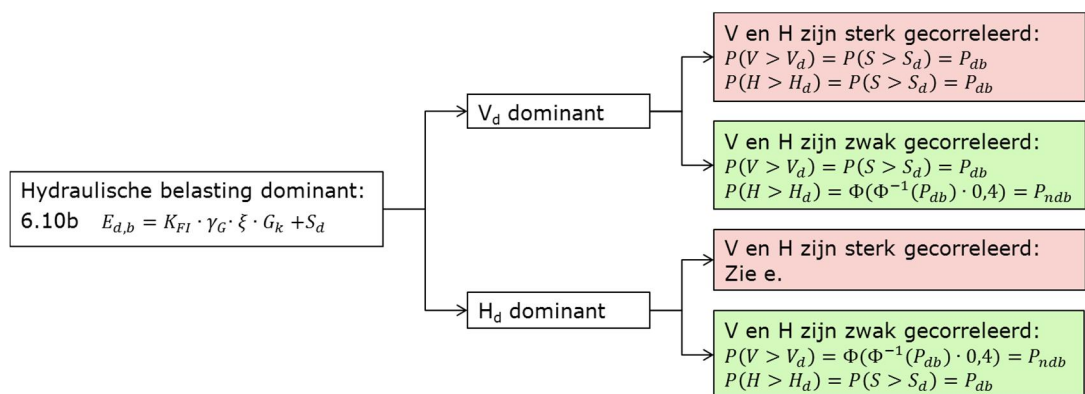
$$E_{d,b} = G_d + S_d = k_{FI} \cdot \gamma_G \cdot \xi \cdot G_k + S_d$$

Waarbij:

- G_d Rekenwaarde eigengewichtsbelasting
- S_d Rekenwaarde van de hydraulische belasting bij hoogwater
- k_{FI} Factor die in geval van de toetsing conform het Bouwbesluit afhangt van de gekozen gevolgklasse CC1, CC2, of CC3 en in geval van verificatie conform de Waterwet gelijk gesteld is aan 1,0
- γ_G Partiële factor voor permanente belastingen
- ξ Reductiefactor voor ongunstige eigengewichtsbelasting
- G_k Karakteristieke waarde eigengewichtsbelasting

Rekenwaarde hydraulische belasting (S_d)

Omdat alleen het belastingeffect volgens 6.10b hoeft te worden geverifieerd, wordt de 'standaardmethode' voor het bepalen van de rekenwaarde van de hydraulische belasting volgens paragraaf 7.10.2 toegepast.



Waarbij:

P_{db} = overschrijdingskans in geval van zijnde dominante belasting

P_{ndb} = overschrijdingskans in geval van zijnde niet-dominante belasting

In stap 9 is geconcludeerd dat:

- De golfbelasting (H) en de vervalbelasting (V) volledig zijn gecorreleerd
- De significante golfhoogte (H_s) en de spectrale golfperiode ($T_{m-1,0}$) volledig zijn gecorreleerd.

Hieruit volgt dat:

- Overschrijdingskans rekenwaarde vervalbelasting: $P(V > V_d) = P(S > S_d) = P_{db}$
- Overschrijdingskans rekenwaarde golfbelasting: $P(H > H_d) = P(S > S_d) = P_{db}$
- Overschrijdingskans rekenwaarde significante golfhoogte: $P(H_s > H_{s,d}) = P(S > S_d) = P_{db}$
- Overschrijdingskans rekenwaarde spectrale golfperiode: $P(T_{m-1,0} > T_{m-1,0,d}) = P(S > S_d) = P_{db}$

De vervalbelasting wordt bepaald door de binnen- en buitenwaterstand. Aangezien de binnenwaterstand (h_{bi}) een deterministische variabele is in dit voorbeeld, geldt voor de buitenwaterstand: $P(h_{bu} > h_{bu,d}) = P(V > V_d) = P_{db}$.

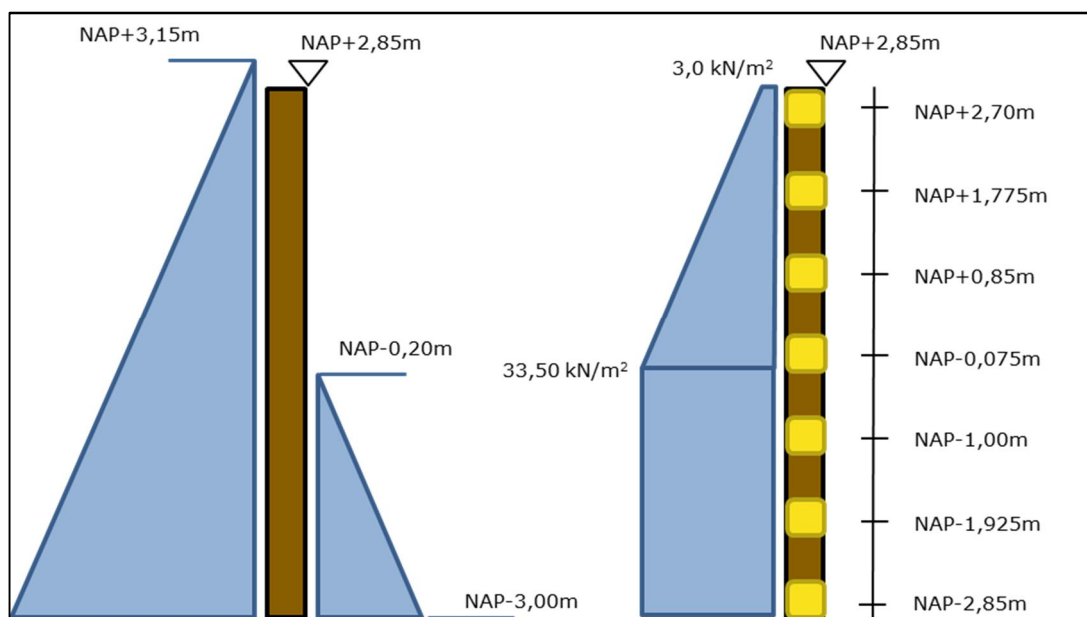
Conform Tabel 12 uit paragraaf 7.10.2.4 geldt bij een verificatie volgens het Bouwbesluit bij CC3: $P_{db} = 1,0 \cdot 10^{-5}$ per jaar.

Gebruikmakend van de marginale statistiek uit stap 9, resulteert dit in de volgende rekenwaarden:

Tabel 24: rekenwaarden golfparameters en waterstanden

$H_{s,d}$	1,40	m
$T_{m-1,0,d}$	4,12	s
$h_{bu,d}$	+3,15	mNAP+
h_{bi}	-0,20	mNAP+

Hieruit volgt de rekenwaarde van de vervalbelasting weergegeven in Figuur 101, waarbij voor het soortelijke gewicht van water een waarde van 10 kN/m^3 is aangehouden.



Figuur 101: Rekenwaarde vervalbelasting bij verificatie Bouwbesluit

De golfbelasting wordt bepaald met het model van Goda (voor toelichting zie Bijlage D) en de resultaten uit Tabel 24. De normaal van het kunstwerk (θ_{wall}) heeft een hoek van 170° ten opzichte van het noorden en de zwaar dominante windrichting voor de golfhoogte (θ_{waves}) bleek een hoek van 225° ten opzichte van het noorden te hebben. De dominante hoek van inval voor de golfbelasting ten opzichte van de normaal van het kunstwerk is daarmee 55° .

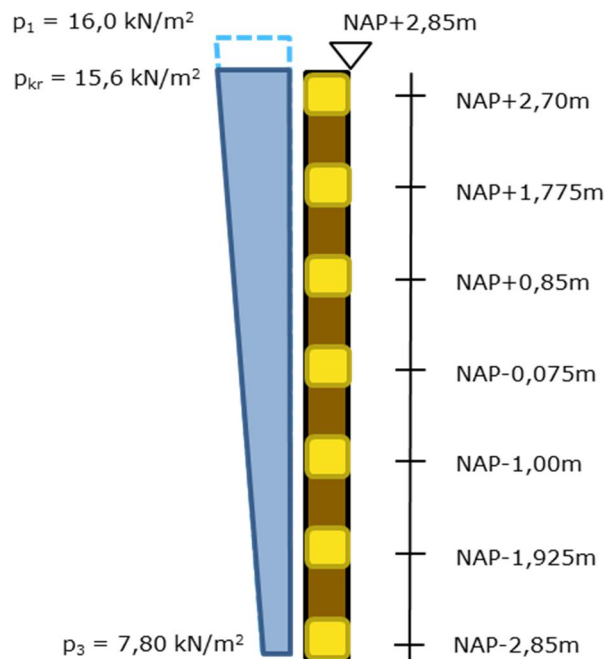
Tabel 25 Invoer model van Goda

Symbol	Variabele	Eenheid
B_M	0,0	m
g	10,0	m/s ²
$h_{m,d}$	+3,15	m+NAP
h_{dr}	-3,00	m+NAP
h_{kr}	+2,85	m+NAP
$H_{s,d}$	1,40	m
$T_{m-1,0,d}$	4,12	s
Δh	0,0	m
γ_w	1000	kN/m ³
λ_1	1,0	-
λ_2	1,0	-
λ_3	1,0	-
θ_{wall}	170	°
θ_{waves}	225	°

Tabel 26: uitvoer model van Goda

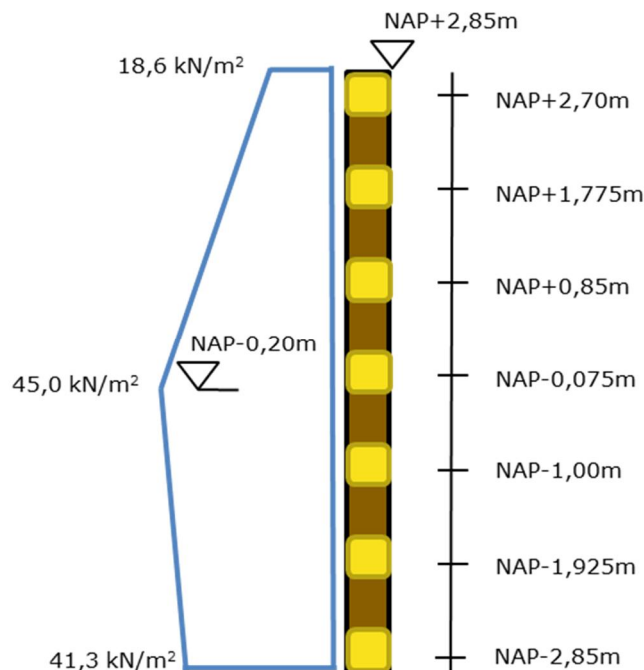
Symbol	Variabele	eenheid
η	3,63	m
ω_0	n.v.t. L bepaald middels formule C1	s ⁻¹
d	6,15	m
h	6,15	m
H_d	3,08	m
k	n.v.t. L bepaald middels formule C1	m ⁻¹
k_0	n.v.t. L bepaald middels formule C1	m ⁻¹
T_p	4,53	
L	28,2	m
p_1	16,00	kN/m ²
p_3	7,80	kN/m ²
p_4	n.v.t. omdat het een overloopsituatie betreft.	kN/m ²
α_{mp0}	0,50	-
α_{mp1}	-0,0023	-
α_{mpuls}	-0,0012	-
α_1	0,667	-
α_2	0	-
α_3	0,485	-
α_4	n.v.t. omdat het een overloopsituatie betreft.	-
δ_1	-6,55	-
δ_2	-2,52	-
δ_{11}	-0,33	-
δ_{22}	-0,51	-

De rekenwaarde van de golfbelasting is weergegeven in Figuur 102.



Figuur 102 Rekenwaarde golfbelasting bij verificatie Bouwbesluit

Wanneer de rekenwaarden van de verval- en golfbelasting worden gecombineerd volgt de rekenwaarde van de totale hydraulische belasting in Figuur 103.



Figuur 103 Rekenwaarde totale hydraulische belasting bij verificatie Bouwbesluit

In de casus wordt de horizontale ligger op de hoogte van NAP-1,00 m geverifieerd, de rekenwaarde van de hydraulische belasting volgens Figuur 103 dient vertaald te worden naar een verdeelde belasting p en spatkracht F voor de ligger. De verdeelde belasting p is gebaseerd op de waterdruk die de ligger op een hoogte van NAP-1,00m dient te weerstaan, zie Figuur 104. Zoals in Figuur 104 is weergegeven is de gemiddelde rekenwaarde van de

hydraulische belasting ter hoogte van NAP-1,00m gelijk aan $43,8 \text{ kN/m}^2$. De rekenwaarde van de resulterende verdeelde belasting p op de ligger is bij een h.o.h. afstand van $0,925$ gelijk aan:

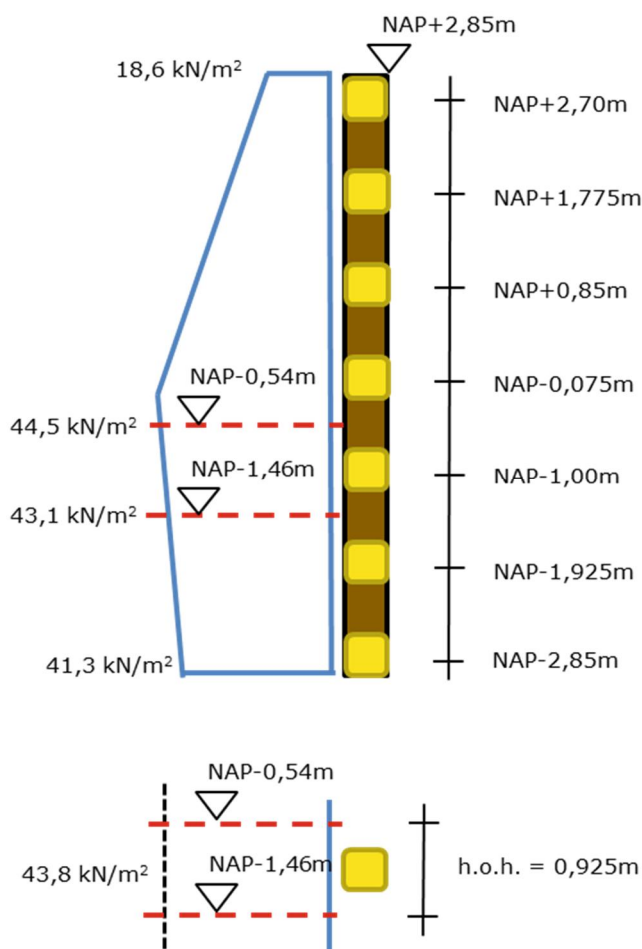
$$p = S_d \cdot h.o.h. = 43,8 \cdot 0,925 = 40,5 \text{ kN/m}$$

Hieruit volgt een rekenwaarde van het veldmoment ten gevolge van de hydraulische belasting voor de ligger gelijk aan:

$$M_{s,d} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{40,5 \cdot 4,2^2}{8} = 89,3 \text{ kNm}$$

De axiale spatkracht in de ligger volgt uit:

$$N = \frac{W}{2 \tan \alpha} = \frac{l \cdot p}{2 \tan 22^\circ} = \frac{4,2 \cdot 40,5}{2 \tan 22^\circ} = 211 \text{ kN}$$



Figuur 104 Hydraulische belasting ter hoogte van NAP-1,00m

Rekenwaarde eigengewichtsbelasting G_d

De doorsnede van de horizontale ligger is gelijk aan:

$$A = b \cdot h = 0,3 \cdot 0,4 = 0,12 \text{ m}^2$$

De karakteristieke volumieke massa van azobé (sterkte klasse D70) (Houtinfo.nl) $\rho_k = 1000 \text{ kg/m}^3 = 10,0 \text{ kN/m}^3$. Hieruit volgt een verdeelde eigengewichtsbelasting:

$$q = A \cdot \rho_k = 0,12 \cdot 10,0 = 1,2 \text{ kN/m}$$

Hieruit volgt een karakteristiek veldmoment ten gevolge van de eigengewichtsbelasting voor de ligger gelijk aan:

$$M_{G,k} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,2 \cdot 4,2^2}{8} = 2,65 \text{ kNm}$$

Conform formule 6.10b en Tabel 12 volgt de rekenwaarde voor het veldmoment ten gevolge van de eigengewichtsbelasting uit:

$$M_{G,d} = k_{FI} \cdot \gamma_G \cdot \xi \cdot G_k = 1,1 \cdot 1,35 \cdot 0,89 \cdot 2,65 = 3,50 \text{ kNm}$$

Combineren tot totale belastingeffect E_d

Het belastingeffect voor de hoogwaterbelastingssituatie is een combinatie van de hydraulische belasting en de eigengewichtsbelasting. Zoals gezegd bestaat de verificatie conform NEN-EN 1995 uit twee voorgeschreven unity checks, waarbij het belastingeffect is uitgedrukt in drie verschillende termen, namelijk:

- de rekenwaarde van de axiale drukspanning ten gevolge de hydraulische belasting ($\sigma_{c,0,d}$)
- de rekenwaarde van de buigspanning ten gevolge de eigengewichtsbelasting ($\sigma_{m,y,d}$)
- de rekenwaarde van de buigspanning ten gevolge de hydraulische belasting ($\sigma_{m,z,d}$)

Rekenwaarde axiale drukbelasting $\sigma_{c,0,d}$:

- Zoals hiervoor berekend $N = 211 \text{ kN} = 211.000 \text{ N}$.
- Oppervlakte $A = b \cdot h = 300 \cdot 400 = 120.000 \text{ mm}^2$
- Hieruit volgt een axiale drukspanning van:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F}{A} = \frac{211.000}{120.000} = 1,76 \text{ N/mm}^2$$

Rekenwaarde buigbelasting om de y-as $\sigma_{m,y,d}$:

- De rekenwaarde van de buigspanning in de uiterste vezel om de z-as volgt uit $\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{w_y}$
- $M_{y,d} = M_{G,d} = 3,50 \text{ kNm} = 3,50 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
- Weerstandsmoment om de y-as: $w_y = \frac{1}{6} \cdot h \cdot b^2 = \frac{1}{6} \cdot 400 \cdot 300^2 = 6,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
- Hieruit volgt een buigspanning gelijk aan:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{w_y} = \frac{M_{G,d}}{w_y} = \frac{3,50 \cdot 10^6}{6,0 \cdot 10^6} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

Rekenwaarde buigbelasting om de z-as $\sigma_{m,z,d}$:

- De rekenwaarde van de buigspanning in de uiterste vezel om de z-as volgt uit $\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{w_z}$
- $M_{z,d} = M_{S,d} = 89,3 \text{ kNm} = 89,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
- Het weerstandsmoment op de z-as: $w_z = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 300 \cdot 400^2 = 8,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
- Hieruit volgt een buigspanning gelijk aan:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{w_z} = \frac{M_{S,d}}{w_z} = \frac{89,3 \cdot 10^6}{8,0 \cdot 10^6} = 11,2 \text{ N/mm}^2$$

11.6.11 *Stap 11: verificatie volgens het Bouwbesluit*

Zoals in stap 6 genoemd voorziet NEN-EN1995 in twee unity checks ter verificatie van de maximaal opneembare spanning van de ligger, wanneer belast volgens Figuur 96 (formules 6.19 en 6.20):

$$6.19 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$6.20 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Alle rekenwaarden van de sterkte en belastingtermen zijn in stappen: 7, 8, 9 en 10 bepaald. Hieruit volgt:

$$6.19 \quad \left(\frac{1,76}{22} \right)^2 + \frac{0,58}{27} + 0,7 \cdot \frac{11,2}{43} = 0,0064 + 0,022 + 0,7 \cdot 0,26 = 0,21 < 1$$

$$6.20 \quad \left(\frac{1,76}{22} \right)^2 + 0,7 \cdot \frac{0,58}{27} + \frac{11,2}{43} = 0,0064 + 0,7 \cdot 0,022 + 0,26 = 0,28 < 1$$

De balk voldoet ten aanzien van de hoogwaterbelastingssituatie bij een Bouwbesluitverificatie.

11.6.12

Stap 12: Bepaal de rekenwaarde van het belastingeffect o.b.v. de Waterwet

Alle acties voor het bepalen van de rekenwaarde van het belastingeffect conform de Waterwet worden op dezelfde wijze uitgevoerd als voor het Bouwbesluit in stap 10. Er geldt echter een andere faalkanseis, zodat de rekenwaarde van het belastingeffect met andere rekenwaarden van de buitenwaterstand, de golfhoogte, golfperiode en eigengewichtsbelasting wordt bepaald.

De constructieve faalkanseis $P_{\text{eis,kunstwerk,CON}}$ is conform stap 4 gelijk aan $1/37.500$ per jaar ($2,67E-5$).

Wederom wordt de standaard methode uit paragraaf 7.10.2 toegepast. In stap 9 is geconcludeerd dat:

- De golfbelasting (H) en de vervalbelasting (V) volledig zijn gecorreleerd
- De significante golfhoogte (H_s) en de spectrale golfperiode ($T_{m-1,0}$) volledig zijn gecorreleerd.

Waarop basis van in stap 10 is geconcludeerd:

- Overschrijdingskans rekenwaarde vervalbelasting: $P(V > V_d) = P(S > S_d) = P_{db}$
- Overschrijdingskans rekenwaarde golfbelasting: $P(H > H_d) = P(S > S_d) = P_{db}$
- Overschrijdingskans rekenwaarde significante golfhoogte: $P(H_s > H_{s,d}) = P(S > S_d) = P_{db}$
- Overschrijdingskans rekenwaarde spectrale golfperiode: $P(T_{m-1,0} > T_{m-1,0,d}) = P(S > S_d) = P_{db}$

De vervalbelasting wordt bepaald door de binnen- en buitenwaterstand. Aangezien de binnenwaterstand (h_{bi}) een deterministische variabele is in dit voorbeeld, geldt voor de buitenwaterstand: $P(h_{bu} > h_{bu,d}) = P(V > V_d) = P_{db}$.

De constructieve faalkanseis volgens de Waterwet dient te worden omschreven in een betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{\text{eis,KW,CON}} = -\Phi^{-1}(P_{\text{eis,KW,CON}}) = -\Phi^{-1}(2,67 \cdot 10^{-5}) = 4,0 \text{ per jaar}$$

Vervolgens volgt uit Tabel 13 en Figuur 37 in paragraaf 7.10.2.5 de overschrijdingskans van de dominante belasting $P_{db} = 7,0 \cdot 10^{-4}$ per jaar. Uit Tabel 13 en Figuur 38 volgt de belastingfactor voor de eigengewichtsbelasting $\gamma_G = 1,10$. Uit Tabel 13 volgt verder $K_{FI} = 1,0$ en $\xi = 0,89$.

Met behulp van de overschrijdingsfrequentielijnen uit stap 9 en $P_{db} = 7,0 \cdot 10^{-4}$ per jaar kunnen de volgende parameters worden afgelezen:

Tabel 27 Rekenwaarden golfparameters en waterstanden bij verificatie volgens de Waterwet

$H_{s,d}$	1,08 m
$T_{m-1,0,d}$	3,65 s
$h_{bu,d}$	NAP+2,6 m
h_{bi}	NAP-0,20 m

Alle hydraulische parameters in Tabel 27 en de belastingfactor voor de eigengewichtsbelasting blijken kleiner dan afgeleid bij de verificatie volgens het Bouwbesluit in stap 10. De rekenwaarde van het belastingeffect volgens de Waterwet is daarmee kleiner dan die volgens het Bouwbesluit en dus niet maatgevend.

11.6.13 Stap 13: verificatie volgens de Waterwet

De rekenwaarde van het belastingeffect volgens de Waterwet is kleiner dan die volgens het Bouwbesluit: $E_{d,BB} > E_{d,WW}$.

Aangezien de rekenwaarde van de sterkte R_d voor beide verificaties gelijk is, is de verificatie ten aanzien van het Bouwbesluit dominant. Daarmee kan de verificatie van de hoogwaterbelastingsituatie ten aanzien van de betrouwbaarheidseis volgens de Waterwet voor de horizontale ligger op NAP-1,00 meter worden beëindigd wat betreft de opneembare buig-drukspanning. De opneembare schuifspanning en mogelijk ook de stabiliteit van de ligger dienen nog wel te worden geverifieerd voor de hoogwaterbelastingsituatie. Vervolgens dient de ligger ten aanzien van andere belastingssituaties te worden geverifieerd. In het geval deze reeds zijn gedaan dienen andere onderdelen van de sluis te worden geverifieerd.

11.7 Referenties

- [Ref. 11.1] CUR 197 - Breuksteen in de praktijk Deel 2: dimensionering van constructies in binnenwateren
- [Ref. 11.2] Rijkswaterstaat WVL, Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken, Achtergrondrapport bij het gebruik van de scoretabellen voor het faalmechanisme niet sluiten, november 2017, Definitief
- [Ref. 11.3] Spreadsheet instromend debiet Hoogte Hollandse en Zeeuwse kust, Bob van Bree, oktober 2018
- [Ref. 11.4] Spreadsheet instromend debiet Hoogte Vechtdelta, Bob van Bree, oktober 2018

Termen en definities

Deze sectie geeft een overzicht van de belangrijkste termen en definities zoals die in deze Werkwijzer worden gehanteerd. Waar mogelijk wordt verwezen naar brondocumenten waarin definities worden gepresenteerd om mogelijke inconsistenties tussen de diverse documenten te voorkomen.

Waterkeringen en kunstwerken

Waterkering

Een *waterkering* is een kunstmatige hoogte (dijk), natuurlijke hoogte (duin) of hooggelegen grond inclusief daarin aanwezige waterkerende onderdelen (bijvoorbeeld kunstwerken), of een aaneenschakeling hiervan, welke over een bepaalde lengte de functie heeft water te scheiden of te keren en die als zodanig in bijvoorbeeld de legger is aangegeven. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen primaire waterkeringen (hoofdwaterkeringen van buitenwater) en niet primaire waterkeringen waaronder de regionale waterkeringen.

Kunstwerk

Een *kunstwerk* in zijn algemeenheid is een civieltechnisch werk voor de infrastructuur van wegen, water, spoorbanen, waterkeringen en/of leidingen niet bedoeld voor permanent menselijk verblijf.

Waterkerend kunstwerk

Een *waterkerend kunstwerk* is een constructie die onderdeel uitmaakt van een waterkering en over een beperkte lengte de waterkerende functie van het grondlichaam geheel of gedeeltelijk overneemt, maar is aangelegd ten behoeve van een andere (utilitaire) functie die de waterkering kruist (zoals schutten en spuien, maar ook een doorgang voor verkeer – coupure). In verband met deze utilitaire functie zijn deze waterbouwkundige constructies meestal voorzien van één of meer beweegbare afsluitmiddelen.

Nat Kunstwerk

Een *nat kunstwerk* is een civiel-bouwkundige constructie die onderdeel is van een vaarweg of waterweg met als doel regulering van de waterstanden, passage van schepen, hoogwaterbescherming, kruising van waterwegen en / of afvoer van water. Een coupure valt dus niet onder een nat kunstwerk, maar wel onder een waterkerend kunstwerk

Waterkerend object

Een *waterkerend object* is een object in of op de waterkering dat volledig zelfstandig of in combinatie met andere onderdelen waaruit de kering is opgebouwd, de waterkerende functie voor zijn rekening neemt. Een keermuur (zoals bij Harlingen), een kistdam of een kademuur behoren tot deze categorie

Niet-waterkerend object

Een *niet-waterkerend object* is een object op of in de dijk dat geen positieve bijdrage levert aan de waterkerende functie van de waterkering, of zelfs negatieve effecten kan hebben, zoals leidingen, woningen en bomen.

Aansluitconstructies

Het gehele dwars- en lokale lengteprofiel van een grondconstructie in zijn afwijkende vorm, bij de overgang naar (in dit geval) het kunstwerk.

Betrouwbaarheid

In deze werkwijzer worden de begrippen betrouwbaarheidseis, grenstoestand, grenstoestandfunctie, falen/bezwijken, referentieperiode, ontwerplevensduur veelvuldig gebruikt. Voor de definitie van deze begrippen wordt verwezen naar de Grondslagen voor Hoogwaterbescherming ([Ref. 10.1]). Onderstaand worden hierop nog enkele aanvullingen gedaan.

Grenstoestand

Voor de definities van de verschillende grenstoestanden (uiterste en bruikbaarheids-grenstoestand) wordt verwezen naar de Grondslagen.

Grenstoestanden worden beoordeeld binnen het kader van de verschillende ontwerpsituaties. Deze kunnen te maken hebben met verlies van evenwicht, overschrijding van de (statische) sterkte van de constructie of de fundering en vermoeiing. Naast de normaal aanwezige statische en variabele belastingen moet ook rekening worden gehouden met buitengewone ontwerp- of belastingcombinaties (explosie, aanvaring, et cetera) met een relatief kleine kans van voorkomen maar met mogelijk grote schade aan de constructie. Men accepteert bij deze buitengewone belastingen meer schade aan de constructie dan bij de ontwerpsituaties voor de gewone belastingen. Kernbegrippen zijn incasseringsvermogen, voorkomen van voortgaand bezwijken en reststerkte ten aanzien van de primaire functies.

Voorts kent de Eurocode ook nog de seismische belastingcombinatie; deze valt echter buiten de scope van deze leidraad.

Ontwerplevensduur

De ontwerplevensduur is de periode waarin de constructie of een constructieonderdeel wordt geacht zijn functie te vervullen. De (economisch) optimale ontwerplevensduur hoeft niet voor alle onderdelen van een constructie hetzelfde te zijn. Zo zal de optimale ontwerplevensduur van een bewegingswerk vaak aanmerkelijk korter zijn dan die van een paalfundering.

Restlevensduur

De periode waarin verwacht wordt dat een bestaand kunstwerk zijn (waterkerende) functie (vanaf een bepaald referentiepunt in de tijd, bijvoorbeeld een geplande inspectie) nog zal kunnen vervullen, wordt ook wel de restlevensduur genoemd. Door levensduur verlengend onderhoud uit te voeren, kan de restlevensduur worden vergroot.

Planperiode

De planperiode is de periode die bij de planvorming en de planuitwerking wordt beschouwd. De planperiode is niet hetzelfde als een ontwerplevensduur van een constructie(onderdeel). Zo kan al vooraf zijn voorzien dat er binnen de planperiode uitbreidingen of aanpassingen aan constructies nodig zullen zijn.

Faaldefinitie

Bij de beoordeling van de betrouwbaarheid van waterkeringen wordt gebruik gemaakt van modellen. Vanwege de stand der techniek beschrijven deze niet altijd het gehele proces dat leidt tot een overstroming. In dat geval wordt eigenlijk niet aan de uiterste grenstoestand getoetst maar aan een toestand die daar nog enigszins van verwijderd is. De beschrijving van deze toestand wordt ook wel de faaldefinitie genoemd. Voor de faaldefinities die horen bij de faalmechanismen overslag en/of overloop, niet sluiten, piping en constructief falen wordt verwezen naar de toetspoorrappporten van het WBI ([Ref. 4.1], [Ref. 5.1], [Ref. 6.1] en [Ref. 7.1]).

Waterpeilen

Waterpeil

Waterniveau ten opzichte van een referentieniveau. In Nederland wordt hiervoor in het algemeen het NAP (Normaal Amsterdams Peil) gehanteerd.

Waterdiepte

Verschil tussen waterpeil en bodemniveau.

Verval

Waterpeilverschil tussen binnen- en buitenpeil.

Boezempeil

Waterniveau binnenzijde ten opzichte van het referentieniveau.

Buitenwaterstand/buitenpeil

Waterniveau buitenzijde ten opzichte van het referentieniveau.

Streefpeil boezem

Waterpeil waarop het achterliggende gebied wordt beheerst. Aangezien het een streefpeil betreft wil dit niet zeggen dat het boezempeil een vast waterpeil is. De waterstand in een boezem kan behoorlijk fluctueren bijvoorbeeld als gevolg van neerslag.

Maximum boezempeil

Maximum toelaatbaar waterpeil op de boezem (bovenste beheergrens).

Kritiek boezempeil

Boezempeil waarbij juist nog geen schade in het achterland optreedt.

Kunstwerk gerelateerde peilen

Drempelhoogte

Hoogte van de fysieke drempel van een kunstwerk ten opzichte van het referentieniveau. Een voorbeeld is de bovenkant van de bodemconstructie van een sluis.

Kerende hoogte - keermiddel

Bovenkant van de gesloten keermiddelen van een kunstwerk ten opzichte van het referentieniveau.

Kerende hoogte - landhoofd

Bovenkant van het waterkerende vaste deel van het kunstwerk ten opzichte van referentieniveau.

Sluitpeil

Het peil aan de buitenzijde waarop het kunstwerk gesloten moet zijn (keuzegrootheid, bepaalt de operaties ter plaatse).

Waarschuwing speil

Lage stormvloed - beperkte mobilisatie (Definitie volgens Stormvloedwaarschuwingdienst SVSD).

Alarmeringspeil

Hoge stormvloed - volledige mobilisatie (ca eens per 5 jaar, definitie volgens Stormvloedwaarschuwingdienst SVSD (nu Watermanagementcentrum Nederland WMCN)).

Hoogste en laagste schutpeil

Hoogste en laagste waterpeil waarbij met een schutsluis nog geschut wordt.

Open Keerhoogte

Zie definitie in paragraaf 10.2.1.

Totstandkoming en kwaliteitsborging

In 2003 is door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen de Leidraad Kunstwerken 2003 uitgebracht. Deze leidraad is nadien veel gebruikt voor het ontwerpen en beoordelen van waterkerende kunstwerken. Sinds 2003 heeft kennis- en technologische ontwikkeling plaatsgevonden en in 2017 is de overstap gemaakt van overschrijdingskans- naar overstromingskansnormen. Dat heeft het nodig gemaakt de Leidraad Kunstwerken 2003 te actualiseren.

In 2016 is onder leiding van Ton Vrouwenvelder en Jos Wessels (beiden TNO) en begeleiding van Arnaud Casteleijn en Ilka Tanczos (beiden RWS WVL) een opzet gemaakt voor een vernieuwing van de Leidraad Kunstwerken 2003. Inhoudelijk hebben de volgende personen hieraan een bijdrage geleverd: Ton Vrouwenvelder (TNO), Ruben Jongejan (Jongejan RMC), Raphaël Steenbergen (TNO), Hans Niemeijer (Arcadis), Martin van der Meer (Fugro), Jentsje van der Meer (Van der Meer Consulting), Bob van Bree (zelfstandig adviseur), Hessel Voortman (Arcadis), Bob Maaskant (HKV) en Alex Capel (Deltares).

Aansluitend hebben twee ingenieursbureaus (RoyalHaskoningDHV en Movares), een aannemer (Van Hattum en Blankevoort) en Rijkswaterstaat de nieuwe leidraad toegepast op eenzelfde casus. Dit leidde niet tot een voldoende eenduidig ontwerp. Dat is voor Rijkswaterstaat WVL reden geweest de leidraad om te vormen tot een werkwijzer waarin de nadruk is komen te liggen op de praktische toepasbaarheid: hoe kan een ontwerp worden gemaakt gegeven de huidige stand der techniek en beschikbaarheid van instrumenten.

Voorliggende werkwijzer is opgesteld door Arnaud Casteleijn (RWS WVL), Rob Delhez (Greenrivers), Ruben Jongejan (Jongejan RMC) en Bob van Bree (zelfstandig adviseur). Hierbij is dankbaar gebruik gemaakt van de resultaten van de voorgaande fasen. Het hoofdstuk Hydraulische belastingen is gereviewd door Alfons Smale (Deltares). Het hoofdstuk Constructief falen is in nauwe samenwerking met Raphaël Steenbergen (TNO-Bouw) tot stand gekomen. Bas Jonkman (TU Delft) heeft de Werkwijzer in zijn geheel gereviewd. De Werkwijzer is vervolgens toegepast op eenzelfde casus door drie ingenieursbureaus: Lieveense, Antea en Sweco. In dit geval kwam men wel tot een eenduidige ontwerpverificatie.

Bijlage A Proces van 'Ontwerpen' incl. LCC

A.1 Inleiding

Een kunstwerk wordt gebouwd om andere redenen dan het keren van water. Juist wanneer andere functies gecombineerd moeten worden met water keren is een kunstwerk nodig. Bij het ontwerp is het van groot belang om van meet af aan voor ogen te houden welke *functies* door het kunstwerk moeten worden vervuld. Het heeft grote voordelen om het ontwerpproces expliciet op basis van de functies te structureren. Een methode om dat te doen staat bekend onder de naam "Systems Engineering" (www.leidraadse.nl). Deze bijlage volgt zoveel mogelijk de principes van Systems engineering.

A.2 Structuur van het ontwerpproces

De volgende begrippen zijn van belang:

- *Operationeel concept*: een beschrijving in gewone taal van de voorziene operaties met het kunstwerk. Werkbaar is een beschrijving van hooguit enkele pagina's. Het operationeel concept vormt het startpunt van het ontwerpproces. De beschrijving ervan is een belangrijk communicatiemiddel tussen de ontwerper, de toekomstige gebruiker en de opdrachtgever.
- *Functie*: een beschrijving van hetgeen het kunstwerk moet doen. Binnen het operationeel concept zal het kunstwerk bepaalde dingen moeten kunnen (bijvoorbeeld: water keren, schepen doorlaten).
- *Aspect*: waar de functies voortkomen uit de wensen en behoeften van de toekomstige gebruiker, komen aspecten voort uit het feit dat er een kunstwerk komt. Voorbeeld: niemand zal een kunstwerk willen om onderhoud te kunnen doen. Onderhoud is echter wel een belangrijk aspect bij het ontwerpen van een kunstwerk. Hetzelfde geldt bijvoorbeeld voor landschappelijke inpassing.
- *Eis*: een eis stelt een harde grens aan een functie of een aspect. Voorbeeld is een voorgeschreven kerende hoogte: te laag voldoet niet, te hoog wel. Voor aspecten: een mangat ten behoeve van onderhoud heeft een minimale afmeting van 1m bij 1m. Te klein voldoet niet, te groot wel.
- *Beoordelingscriterium*⁴²: niet alle aspecten laten zich formuleren in een eis. Zaken als landschappelijke inpassing zijn vaak niet van een harde afkeurgrens te voorzien. In de ontwerpkeuzes worden dergelijke aspecten gescoord op een schaal van slechter naar beter (multi-criteria analyse). Onder meer de aspecten die in het kader van een MER beoordeeld moeten worden, worden veelal op zo'n manier behandeld.
- *Technische oplossingen (of concepten)*: dit zijn technische maatregelen (varianten) die leiden tot vervulling van de gevraagde functies en die voldoen aan de eisen.

Hoewel het structureren van het ontwerpproces van groot belang is, is het ook van belang bovenstaande begrippen niet te dogmatisch toe te passen. Verder is er in de praktijk geen sprake van een doorgaande lijn van het operationeel concept naar de technische oplossing. Een goed ingericht ontwerpproces heeft een iteratief karakter. Startend bij een eerste schets van het operationeel concept worden een eerste set van functies en aspecten gedefinieerd. Daaruit volgt een eerste set van eisen en beoordelingscriteria. In de praktijk blijkt dat met een eisenset van 10 tot 15 eisen de kern van het ontwerpprobleem goed kan worden afgedekt. Zo'n kleine eisenset is werkbaar wanneer de concepten nog moeten worden ontwikkeld.

Het ontwikkelen van technische oplossingen is in hoge mate een creatief proces. Aanbevolen wordt om het ontwikkelen van varianten "los" te zien van het ontwikkelen van

⁴² De internationale literatuur over systems engineering maakt onderscheid tussen "requirements" en "measures of effectiveness"

eisen. Het bewust ontwikkelen van oplossingen die ogenschijnlijk buiten de eisen vallen helpt om hetzij de eisen scherp te krijgen hetzij om de oplossingsruimte zo groot mogelijk te maken.

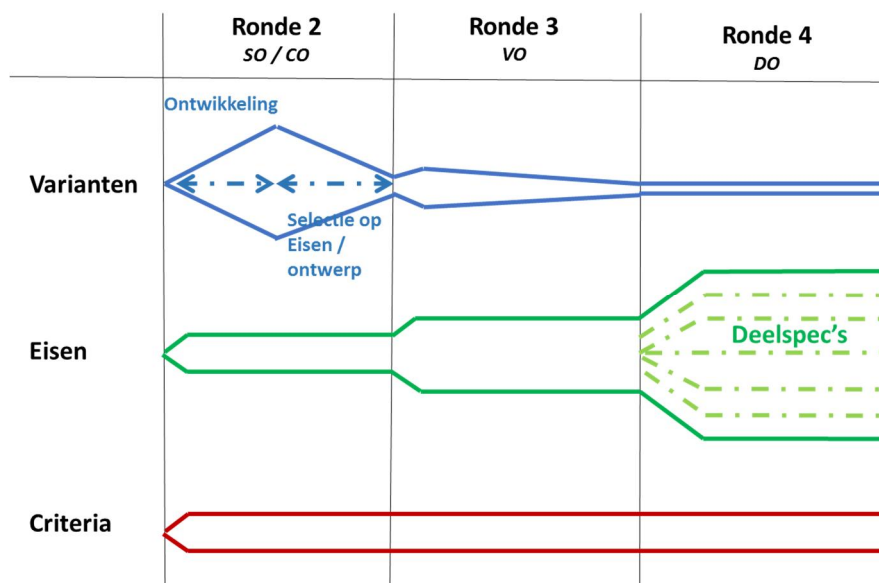
Trechtering is het proces waarbij ontwikkelde varianten worden beoordeeld op eisen en beoordelingscriteria en de resterende set varianten steeds verder wordt verkleind tot de uiteindelijke voorkeursvariant. Een belangrijk uitgangspunt bij het trechteren is het principe van consistente grofheid. In de vroege fasen van het ontwerp staat het proces in het teken van het definiëren en onderbouwd kiezen (of afwijzen) van verschillende varianten. Een zeer gedetailleerde uitwerking van alle functies en aspecten is daarbij niet nodig, zolang de vergelijking tussen varianten eerlijk gebeurt. Omdat het aantal varianten in het begin groot is, is een zeer uitgebreide set eisen en beoordelingscriteria zelfs ongewenst omdat dit het ontwerpproces onbeheersbaar maakt en de aandacht afleidt van de hoofdzaken.

Kosten worden in de regel behandeld als beoordelingscriterium (lager is beter) maar staan wel apart *naast* de andere beoordelingscriteria. Door dat te doen is een afweging te maken tussen een dure variant met hele goed prestaties en een goedkope variant met slechts de minimaal vereiste eigenschappen.

Naarmate het ontwerpproces vordert wordt het aantal varianten op het niveau van het kunstwerk zelf steeds kleiner (tot uiteindelijk één). Soortgelijke afwegingen worden dan gemaakt voor onderdelen van het object (bijvoorbeeld keermiddel, bewegingswerk, energievoorziening). Deze verdere uitwerking gaat gepaard met het ontwikkelen van varianten op onderdeelniveau *en* het verder uitdetaileren van de eisen naar uiteindelijk deelspecificaties. Met uitzondering van de kosten spelen beoordelingscriteria vaak een minder belangrijke rol bij de afweging van onderdelen.

Een laatste belangrijk element van het structureren van het proces is *op tijd stoppen*. Een deelspecificatie voor het systeem energievoorziening is nog zinvol; een deelspecificatie voor een stopcontact is dat niet. Bij verder detailleren groeit het aantal eisen explosief terwijl de meerwaarde voor het proces steeds kleiner wordt.

Figuur A. 1 geeft de structuur van het ontwerpproces weer.



Figuur A. 1 Structuur van het ontwerpproces

A.3 Ontwerpen van waterkerende kunstwerken

A.3.1 *Operationeel concept en functies*

Het operationeel concept beschrijft *alle* operaties die met het kunstwerk mogelijk moeten zijn. In het kader van deze Leidraad zal één van de functies altijd het keren van water zijn. In het operationeel concept dient (globaal) te worden aangegeven onder welke omstandigheden het kunstwerk hoogwater-kerend is en onder welke omstandigheden niet⁴³. Het operationeel concept is bondig en omschreven in natuurlijke taal zodat het de basis vormt voor een gedeeld beeld over het te ontwerpen object.

Ook voor de functies geldt dat ze *alle* omschreven moeten worden, waaronder uiteraard de functie water keren. In veel gevallen wordt het ontwerp bepaald door andere functies en is het keren iets “dat erbij komt”.

A.3.2 *Omgevingsanalyse*

Het operationeel concept en de functies van het kunstwerk komen voort uit hetgeen het kunstwerk in het grotere systeem “moet doen”. De omgeving waarin het kunstwerk staat heeft echter vaak dominante invloed op het ontwerp. Analyseer de omgeving van het kunstwerk en stel vast welke aanvullende eisen en beoordelingscriteria dit oplegt aan het kunstwerk. “Omgeving” moet daarbij breed worden opgevat. Het betreft de fysieke omgeving waarin het kunstwerk wordt gerealiseerd, maar ook de bestuurlijke omgeving. Denk bijvoorbeeld aan inpassing in stedelijk gebied, toegankelijkheid van het kunstwerk voor storingsherstel, onderhoud maar ook bij calamiteiten.

Is het kunstwerk onderdeel van een lange transportcorridor dan kan de omgeving zich over honderden kilometers uitstrekken en kan de omgeving zelfs grensoverschrijdend zijn.

A.3.3 *Aspect analyse*

Aspecten zijn intrinsieke eigenschappen van het te ontwerpen systeem die in de regel niet direct voortvloeien uit een te vervullen functie. In een aspectanalyse wordt geanalyseerd welke aspecten van belang zijn voor het (blijven) functioneren van het kunstwerk.

Voorbeelden van aspecten zijn:

- Vormgeving
- Beschikbaarheid, betrouwbaarheid
- Onderhoudbaarheid
- Veiligheid
- Toekomstvastheid
- Sloopbaarheid
- Omgevingshinder
- Duurzaamheid

Aspecten betreffen het hele kunstwerk en zijn niet beperkt tot de functie waterkeren. Wel hebben de aspecten beschikbaarheid, betrouwbaarheid en onderhoudbaarheid mogelijk belangrijke invloed op de functie waterkeren, met name op het faalmechanisme “niet sluiten”.

A.3.4 *Eisen*

Het operationeel concept, functies, omgevingsanalyse en aspectanalyse leiden tot eisen waaraan het kunstwerk moet voldoen. Een eis is “hard” en de evaluatie of het ontwerp eraan voldoet wordt in principe beantwoord met ja of nee. Om dat te kunnen doen moet

⁴³ Een voorbeeld hiervan is de schutsluis in Empel. Deze keert ongeveer 50 weken per jaar naar “buiten” (dus houdt het kanaalwater binnen) en keert slechts 2 weken per jaar het buitenwater van de Maas. Alleen het keren van het Maaswater valt onder de Waterwet en daarmee onder deze Leidraad. Ook aan het keren van het kanaalwater zullen eisen moeten worden gesteld, maar deze komen niet voort uit de functie “keren buitenwater”

een eis voorzien zijn van een verificatiemethode (rekenmethode), een variabele waarin het presteren van het kunstwerk wordt uitgedrukt en een afkeurgrens.

Eisen dienen vanaf het begin van het ontwerpproces te worden gedefinieerd. Het detailniveau van de eisen neemt toe naarmate het ontwerpproces vordert. De omvang van de eisenset zal groeien naarmate het ontwerpproces vordert.

Voorbeeld van de ontwikkeling van een eis in verschillende stadia van het ontwerp (nr. verwijzen naar de fasen van het ontwerp; toelichting cursief)

De mate van detail van uitwerking van de eisen verschilt van geval tot geval. Een eis wordt eerder gedetailleerd uitgewerkt (en geverifieerd) wanneer het risico dat bij verdere uitwerking niet wordt voldaan groter is. Dat is het geval wanneer de eis zeer streng is en/of de mogelijkheden om aan de eisen te kunnen voldoen beperkt. De ontwerper moet te allen tijde zicht houden op *alle* eisen en per ontwerpstep die eisen evalueren die de haalbaarheid van het kunstwerk bepalen. Voor een waterkerend kunstwerk zijn soms de waterkeringseisen cruciaal, maar soms ook niet.

1. *Conceptkeuze*
Kunstwerk dient te voldoen aan de eisen uit de Waterwet (*eis is vrij grof en nog slecht verifieerbaar; in veel gevallen is echter goed aannemelijk te maken dat het kunstwerk kan voldoen en wordt de conceptkeuze door andere eisen bepaald*).
2. *Schetsontwerp/voorontwerp*
De faalkans van het kunstwerk voor het aspect waterkeren dient kleiner of gelijk te zijn aan xxx per jaar. *Betreft een overall-faalkans voor het object, afgeleid uit de locatie (dijktraject) en budgettering van de faalkans binnen het traject. Het ontwerpteam schat de haalbaarheid van de eis in. Wanneer de eis relatief mild is kan op grond van ervaring in deze fase worden vastgesteld dat voldaan kan worden. In andere gevallen kan een analyse op enkele onderdelen (zoals betrouwbaarheid sluiting) noodzakelijk zijn.*
3. *Definitief ontwerp/uitvoeringsontwerp*
Het kunstwerk dient te voldoen aan de volgende taakstellende faalkansen:
 - Overslag/overlopen: xxxx per jaar
 - Betrouwbaarheid sluiten: xxxx per jaar
 - Constructieve betrouwbaarheid: xxxx per jaar (*alternatieve omschrijving: risicoklasse xxxx uit Eurocode*)

A.3.5

Beoordelingscriteria

Net als eisen komen ook criteria voort uit het operationeel concept/functieanalyse, aspectanalyse en omgevingsanalyse. Een zuiver beoordelingscriterium verschilt wezenlijk van een eis. In een zuiver beoordelingscriterium zit geen afkeuringsgrens. Een beoordelingscriterium wordt op een continue schaal beoordeeld van slecht naar goed. In Engelstalige literatuur staan criteria bekend als "measure of effectiveness".

In de praktijk komen veel mengvormen voor van eisen en beoordelingscriteria. Bijvoorbeeld bij eisen ten aanzien van natuur- en milieubescherming: de "bodem" wordt gevormd door de wettelijke eisen maar een ontwerp dat positief bijdraagt aan natuur en milieu scoort op de criteria beter.

Kosten gelden in de regel als beoordelingscriterium (goedkoper is beter), vaak in combinatie met een eis (taakstellend budget). Het verdient de voorkeur om de kosten gescheiden te behandelen van de overige beoordelingscriteria. Daardoor ontstaat een helderder beeld wat een extra investering oplevert voor de prestatie van het kunstwerk.

Praktijkvoorbeeld; stormvloedkering in de monding van de Göta Älv (Zweden)

De stad Göteborg in Zweden heeft regelmatig te kampen met overstromingen, veroorzaakt door stormvloeden in het Kattegat. Om die reden liet de stad Göteborg in 2015 een haalbaarheidsonderzoek uitvoeren naar een stormvloedkering in de monding van de Göta Älv. Bijzonder is dat Stena Line met ferry's en cruiseschepen afmeert in de stad. De kering moet daarom passeerbaar zijn voor dit type schepen (eis). Uiteindelijk resteerden twee varianten:

- Een kering verdeelt in drie openingen voorzien van cilinderdeuren; de grote schepen kunnen bij goede omstandigheden en met lage snelheid de kering passeren
- Een kering in één opening, voorzien van drijvende sectordeuren; tweerichtingsverkeer is mogelijk met de grootste schepen

Beide opties voldoen aan de eisen, maar het zal duidelijk zijn dat op het criterium "kwaliteit scheepvaartpassage" de tweede optie duidelijk beter scoort dan de eerste. Echter, ook het kostenplaatje ziet er totaal anders uit. Het mengen (optellen) van deze criteria geeft een diffuus beeld waarbij geen duidelijke voorkeursvariant ontstaat. Wanneer beide criteria gescheiden worden gehouden, dan is direct duidelijk dat een betere nautische situatie mogelijk is ten koste van een (veel) hogere investering. Dit laatste is een heldere keuze waarover een beslissing te nemen valt door de daartoe bevoegde personen.

A.3.6 *Varianten*

Het ontwikkelen van varianten is in hoge mate een creatief proces en onderscheidt zich in dat opzicht van het formele en analytische proces van eisenanalyse. Het is dan ook verstandig om het ontwikkelen van varianten los te zien van het ontwikkelen van eisen.

Varianten beginnen grof (hoofdafmetingen, aantal individuele openingen, keringstype). Op de grof omschreven varianten vindt trechtering plaats waardoor een aantal varianten afvallen. De resterende varianten worden verder gedetailleerd waarna opnieuw evaluatie en keuze plaats vindt.

A.4 **Verificatie van het ontwerp**

A.4.1 *Verificatie algemeen*

Verificatie is het proces waarin expliciet wordt vastgesteld of een (ontworpen) object voldoet aan de eisen die eraan zijn gesteld. Om de verificatie te kunnen uitvoeren is een eis voorzien van een verificatiemethode en een maat voor de prestatie van het kunstwerk met daaraan gekoppeld een afkeurgrens. Een verificatiemethode moet passend zijn voor de eis. Het kiezen van een passende verificatiemethode is de verantwoordelijkheid van de ontwerper.

Een kunstwerk moet meestal aan meerdere sets regelgeving tegelijkertijd voldoen (bijvoorbeeld de Waterwet en het Bouwbesluit). Het is de verantwoordelijkheid van de ontwerper om te borgen dat *alle* eisen worden geverifieerd. Het combineren/integreren van verschillende sets regelgeving is niet noodzakelijk en kan soms zelfs leiden tot onduidelijkheid en het "missen" van eisen. Wat de beste manier is om met combinaties van regelgeving om te gaan is de verantwoordelijkheid van de ontwerper.

A.4.2 *Verificatie van waterkeringseisen*

Deze leidraad geeft handreikingen voor de verificatie van eisen die vanuit de Waterwet aan het kunstwerk worden gesteld. Andere kaders voor verificatie worden niet beschouwd in

deze Werkwijzer. De ontwerper is verantwoordelijk voor het kiezen van passende verificatiemethodes voor de functie waterkeren.

Niet alle onderdelen van een kunstwerk vervullen een functie bij het keren van water. Ten behoeve van de verificatie moet expliciet worden gemaakt welke onderdelen bij de functie waterkeren zijn betrokken.

Onderdelen die geen water keren kunnen mogelijk wel bij falen schade veroorzaken aan waterkerende onderdelen (bijvoorbeeld bolders en haalkommen in een sluis). De ontwerper moet dergelijke faalmogelijkheden expliciet analyseren. Eventueel worden dergelijke onderdelen alsnog aangemerkt als onderdeel van de waterkering.

De waterkering stopt niet waar het kunstwerk stopt. De aansluiting op de omgeving maakt deel uit van de kering en dient in het ontwerp te worden geverifieerd.

A.5 Bijzondere onderwerpen

A.5.1 Beoordelen

De beheerder moet altijd kunnen aantonen dat het kunstwerk voldoet aan de eisen uit de Waterwet (zorgplicht). Hiermee wordt in het ontwerp al rekening gehouden, bijvoorbeeld door expliciet te maken welke onderdelen deel uit maken van de kering en door waterkerende onderdelen inspecteerbaar te maken. Eénmaal per 12 jaar wordt over de prestaties van de kering formeel gerapporteerd aan het parlement.

Voor nieuwe kunstwerken moet in de ontwerpdocumentatie worden vastgelegd aan welke criteria het kunstwerk moet voldoen om te voldoen aan de waterkeringseisen. Gehanteerde uitgangspunten worden expliciet vastgelegd zodat in de beheerfase goed is vast te stellen of omstandigheden in ongunstige zin zijn gewijzigd.

A.5.2 Beheer en onderhoud

Beheer en onderhoud is noodzakelijk om te borgen dat het kunstwerk blijft voldoen aan de prestatie-eisen. Met het ontwerpen van het kunstwerk dient daarom ook de onderhoudsstrategie te worden mee ontworpen. Bij detaillering worden onderhoudsvoorzieningen passend binnen de onderhoudsstrategie mee ontworpen. Speciale aandacht is nodig voor de soms extreme hoge belastingen die gepaard kunnen gaan met onderhoudshandelingen. Denk bijvoorbeeld aan het uithijzen van keermiddelen; de daarmee gepaard gaande belastingen uit de kranen dienen door de constructie te kunnen worden opgenomen.

Voor nieuwe kunstwerken dient beheer en onderhoud te worden meegenomen in het ontwerp door:

- Het per onderdeel vaststellen van de minimale kwaliteitscriteria waaraan het onderdeel dient te voldoen.
- Het per onderdeel vaststellen van een onderhoudsconcept en daarbij behorend inspectie- en onderhoudsregime.

A.5.3 Betrouwbaarheid sluiting in het ontwerp

Het spoor betrouwbaarheid sluiting wijkt af van de sporen overslag en constructief bezwijken doordat de prestatie afhankelijk is van harde (technische) en zachte (organisatorische) factoren. Bij het ontwerp van kunstwerken hoort daarom het ontwerp van een bedieningsregime, inclusief mobilisatie, personele bezetting et cetera. Dit geldt voor zowel het reguliere gebruik en bediening als voor eventuele backup-maatregelen en noodprocedures. In een RAMS-analyse komen al deze aspecten samen in een gestructureerde analyse.

In de regel voldoet een kunstwerk bij een eerste doorrekening niet aan de eisen maar is aanpassing van het ontwerp nodig. De RAMS-analyse itereert samen met het ontwerp naar het eindbeeld en gaat net als andere onderdelen van het ontwerp-dossier van “grof naar fijn”.

Genomen technische maatregelen (backup-systemen etc.) zijn goed zichtbaar in de ontwerpdocumentatie. Echter, deze maatregelen gaan samen met te nemen maatregelen aan de proceskant (bediening). Vaak komt de gedetailleerde omschrijving van de mobilisatieprocedures en bediening pas later. Het is daarom van groot belang om in de ontwerp-documentatie vast te leggen welke procedures zijn verondersteld/overeengekomen bij het maken van het ontwerp.

In de praktijk blijkt juist het aspect betrouwbaarheid sluiting de meeste conflicten op te leveren tussen de functie waterkeren en de andere functies van het kunstwerk.

Voorbeelden van de interactie tussen de functie waterkeren en andere functies

- Een stormvloedkering is voorzien van een kering die in geopende toestand onder water draait. Met het oog op de veiligheid van de scheepvaart wordt de kering in geopende stand voorzien van een grendel. Echter, het niet kunnen trekken van de grendel leidt tot falen van de waterkering omdat deze niet kan worden gesloten (maatregel genomen ten behoeve van de ene functie leidt tot slechtere prestatie waterkeren).
- Met het oog op waterveiligheid is besloten om een schutsluis te voorzien van twee hoofden tot volledig kerende hoogte. Omdat altijd één van de hoofden gesloten is, is ook de kering altijd gesloten. Echter, bij het schutten kan de gesloten deur worden aangevaren (extra faalmechanisme waterkering als gevolg van aanwezigheid van de andere functie).
- Een uitwateringssluis moet voldoen aan een strenge eis met betrekking tot waterveiligheid. Om die reden wordt een keringsconcept gekozen waarbij de kering, bij wegvallen van de energievoorziening, automatisch sluit op eigen gewicht. Deze oplossing gaat echter direct ten kosten van de beschikbaarheid van de functie “afvoeren van water” (beter presteren als kering leidt tot slechter presteren op een andere functie).

Bijlage B Standaard faalkansen

Voor keermiddelen die vanuit de primaire functie van het kunstwerk al regelmatig automatisch worden geopend en gesloten zijn mogelijke faalprocessen zoals alarmering, mobilisatie en bediening niet direct van toepassing. Immers vereist de primaire functie dat de keermiddelen worden gesloten vanuit een andere functie dan hoogwater keren. Dat betekent dat bij een goed functionerend kunstwerk deze keermiddelen gesloten zijn zodra de primaire functie niet wordt uitgeoefend. Voor dergelijke keermiddelen zijn in onderstaande tabel een aantal faalkansen gegeven, die grotendeels gebaseerd zijn op conservatieve inschattingen. Een daadwerkelijke onderbouwing is niet of nauwelijks beschikbaar. De getallen zijn deels overgenomen uit de eerste versie van de Leidraad Kunstwerken (2003).

Keermiddel	Gebeurtenis	Faalkans per sluitvraag [1/vraag]
Sluisdeur	Bewegingswerk	10^{-4}
	Zand/vuil op bodem	10^{-4}
	Obstakel op bodem	10^{-4}
Terugslagklep	Weigeren sluiting	10^{-5}
Wakerdeur	Weigeren sluiting	10^{-5}
	Obstakel/zand/vuil	10^{-3}
Schuifafsluiter	Bewegingswerk	10^{-4}
	Obstakel op bodem	10^{-5}
Vlinderklep	Sluit niet	10^{-5}
Aggregaat	Start niet	10^{-4}

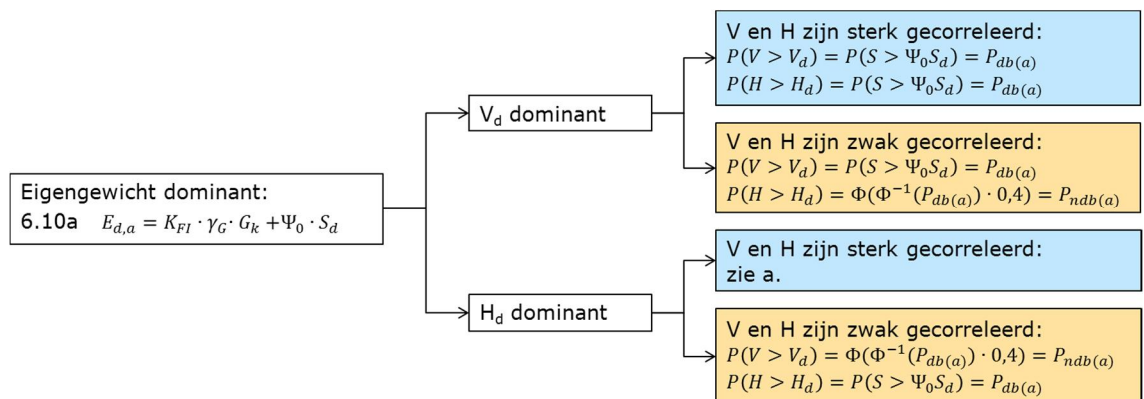
Bovenstaande getallen zijn een eerste indicatie van mogelijke faalkansen per sluitvraag. Voordat een van de bovenstaande kansen wordt toegepast dient te worden bedacht hoe reëel het is dat een van de genoemde gebeurtenissen optreedt in de situatie van het te ontwerpen kunstwerk.

Voorbeeld: Zand/vuil op de bodem bij een sluisdeur kan ervoor zorgen dat de sluisdeur geheel niet dicht gaat (deur wordt geblokkeerd in zijn kas) of dat de sluisdeur niet helemaal dicht gaat doordat zand/vuil ervoor zorgt dat de deur niet tegen zijn drempel kan afsteunen. In het eerste geval is er sprake van een grote opening in de waterkering en dient hiermee rekening te worden gehouden bij de rest van de analyse (grote doorstroomopening). In het tweede geval zal er slechts sprake zijn van een kier, de doorstroomopening is beperkt, en hiermee dient in het vervolg van de analyse rekening te worden gehouden. Wanneer de beheerder regelmatig laat inspecteren of er sprake is van zand/vuil op de bodem of uit de gebruiksgegevens over meerdere jaren blijkt dat dit nooit voorkomt, dan wel dat er bij inspecties geen zand/vuil wordt geconstateerd, hoeft met deze gebeurtenis in het geheel geen rekening te worden gehouden. Bij een schutsluis waarvan de stormdeur meedraait in het schutproces (meerdere keren per dag), dan is het zeer aannemelijk dat zand/vuil op de bodem geen issue zal zijn.

Bijlage C Verificatie hoogwaterbelastingssituatie bij dominant eigengewicht

In de uitzonderingssituatie dat de eigengewichtsbelasting zeer dominant is ten opzichte van de hydraulische belasting, dient ook het ontwerp geverifieerd te worden waarbij het belastingeffect middels 6.10a is bepaald. Als criterium wordt gesteld dat de eigengewichtsbelasting 80% of meer van de totale belasting dient te betreffen.

In Figuur 105 is wederom een vertaling van de voorgeschreven overschrijdingskans van de rekenwaarde van de hydraulische belasting $P(S > S_d)$ naar voorgeschreven overschrijdingskansen van de rekenwaarden van verval- en golfbelasting $P(V > V_d)$ en $P(H > H_d)$ opgenomen, maar nu voor het belastingeffect volgens 6.10a.



Figuur 105: Overschrijdingskansen rekenwaarden verval- en golfbelasting volgens 6.10a.

- $P_{db(a)}$ = overschrijdingsfrequentie in geval van zijnde dominante belasting
- $P_{ndb(a)}$ = overschrijdingsfrequentie in geval van zijnde niet-dominante belasting
- Kwantificering $P_{db(a)}$ en $P_{ndb(a)}$ volgens Bouwbesluit en Waterweteis: zie onderstaande tabellen.

Bij een verificatie volgens 6.10a is het vooraf niet in te schatten of het Bouwbesluit of de Waterwet maatgevend is voor het belastingeffect $E_{d,a}$. Zowel een verificatie van 6.10a volgens het Bouwbesluit als de Waterwet dienen te worden uitgevoerd.

Rekenwaarde volgens betrouwbaarheidseis Bouwbesluit

Ten behoeve van de verificatie van volgens het Bouwbesluit wordt gebruik gemaakt van onderstaande tabel, waarbij de overschrijdingskans van de rekenwaarde van de hydraulische belastingen (waterstand en golfhoogte) betrokken moet worden van de 1-jaarsbelastingstatistiek in het laatste (veelal 100^e) levensjaar, afhankelijk van de faalkanseis $\beta_{eis, BB}$ (zie paragraaf 7.7.2).

Tabel 28 Rekenwaarden hydraulische belasting Bouwbesluit

Gevolg klasse	$\beta_{eis, BB}$ voor referentie- periode gelijk aan levensduur	$P(S > \Psi_0 S_d) = P_{db(a)} [-]$ Betrekken op 1- jaarsstatistiek in het eerste levensjaar	$P_{ndb(a)} [-]$ Betrekken op 1- jaarsstatistiek in het eerste levensjaar	K_{FI}^*	ξ^*	γ_G^{**}
CC1	3,3	$4,0 \cdot 10^{-2}$	$2,4 \cdot 10^{-1}$	0,9	0,89	1,35 of 0,9**
CC2	3,8	$1,0 \cdot 10^{-2}$	$1,8 \cdot 10^{-1}$	1,0	0,89	1,35 of 0,9**
CC3	4,3	$4,0 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-1}$	1,1	0,89	1,35 of 0,9**

Gekalibreerd met inachtnaam van $\Psi_0 = 0,6$

* waarde conform NEN-EN 1990/NB

** 1,35 in geval van ongunstig werkend en 0,9 in geval van gunstig werkend eigen gewicht

Rekenwaarde volgens faalkanseis Waterwet

Voor de Waterwetverificatie moet het belastingeffect in 6.10a in het 1^{ste} levensjaar wordt bepaald. De overschrijdingskansen $P_{db(a)}$ en $P_{ndb(a)}$ zijn weergegeven in Figuur 105 en de overige parameterwaarden zijn weergegeven in Tabel 29. Hierbij dienen P_3 en P_4 dus betrokken te worden van de belastingstatistiek voor het 1^{ste} levensjaar, afhankelijk van de faalkanseis $\beta_{eis,KW,CON}$ (zie paragraaf 7.7.1), waarbij:

$$\beta_{eis,KW,CON} = -\Phi^{-1}(P_{eis,KW,CON})$$

Hierin is:

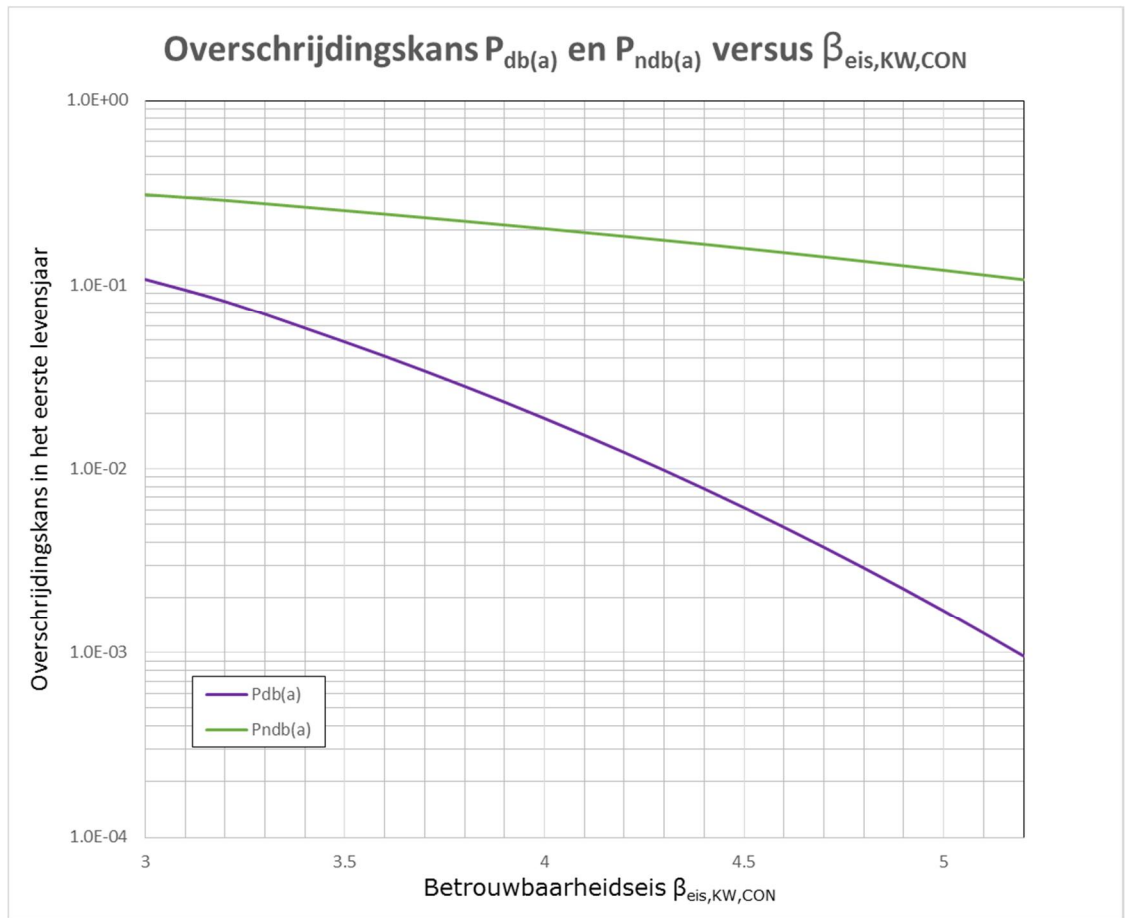
$\beta_{eis,KW,CON}$ Faalkanseis uitdrukt in een betrouwbaarheidsindex voor *constructief falen en geen falen door overloop/overslag* voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref} = 1$ jaar [-]. Zie paragraaf 7.7.1.

$\Phi^{-1}(\dots)$ Inverse van de standaardnormale verdeling

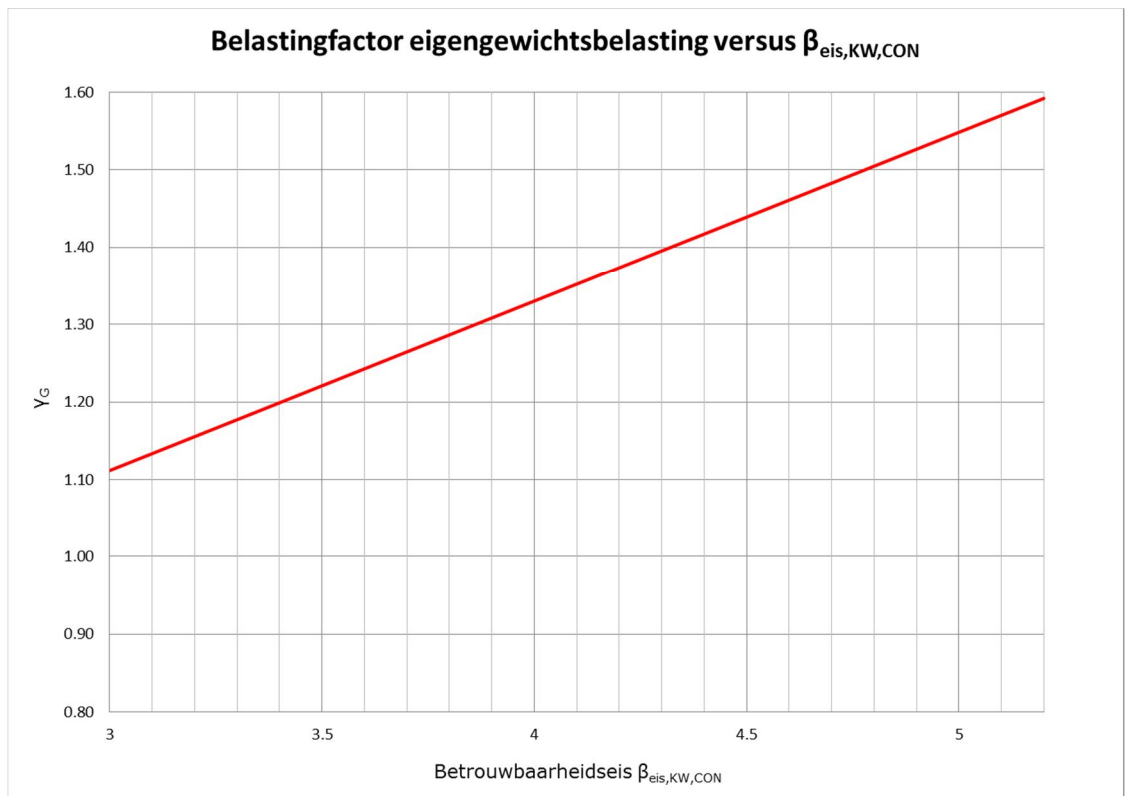
De parameterwaarden ten behoeve van de eigengewichtsbelasting zijn ook opgenomen in Tabel 29.

Parameters	Waarden in 1 ^{ste} levensjaar
K_{FI}	1,0
ξ	0,89
ψ_0	0,6
γ_G	Zie Figuur 107
$P_{db(a)}$ en $P_{ndb(a)}$ [-] Betrekken op 1- jaarsstatistiek in het eerste levensjaar	Zie Figuur 106

Tabel 29: Aanbevolen overschrijdingskansen en parameterwaarden volgens 6.10a bij verificatie Waterwet



Figuur 106 Aanbevolen overschrijdingskansen verval- en golfbelasting $P_{db(a)}$ en $P_{ndb(a)}$ volgens 6.10a bij verificatie Waterwet



Figuur 107 Aanbevolen partiële factor voor eigengewichtsbelasting bij verificaties op basis van de Waterwet in geval van een dominante eigengewichtsbelasting

Bijlage D Golfbelasting volgens het model van Goda

Bij het bepalen van de golfbelasting worden doorgaans drie typen golven onderscheiden, te weten niet-brekende, brekende en gebroken golven. Hiervoor zijn veel verschillende modellen beschikbaar die één of meerdere typen golven kunnen vertalen in een golfbelasting. Deze modellen hebben elk hun eigen voor- en nadelen. In deze Werkwijzer wordt alleen ingegaan op het gemodificeerde model van Goda.

Goda heeft een algemene formulering van de golfdruk op een caisson op een stortstenen drempel gegeven. De vergelijkingen van Goda gelden voor zowel niet-brekende als brekende golven. Opgemerkt wordt dat het model in principe 'state of the art' is, maar wel gebaseerd is op curve-fitting op de resultaten van experimenten. De formulering is door Takahashi et al [Ref. 7.15] aangepast om te kunnen worden gebruikt voor golven die tegen de constructie breken. De vergelijkingen van Goda worden wereldwijd niet alleen veel gebruikt bij het ontwerp van verticale golfbrekers, maar ook voor het ontwerp van waterkeringen. Hoewel de vergelijkingen zijn afgeleid voor golfbrekers op een stortstenen drempel, worden zij ook veel toegepast voor wanden zonder drempel. De vergelijkingen veranderen niet in geval van overslag.

Het model van Goda is echter ongeschikt wanneer grote golfklappen bij zwaar brekende golven zich voordoen in combinatie met keermiddelen in een waterkerende constructies. Het model is opgesteld voor golfbrekers, in vergelijking daarbij zijn keermiddelen relatief licht. Als maat voor zwaar brekende golven bij keermiddelen kan de verhouding van significante golfhoogte en waterdiepte bij de constructie $> 0,5$ worden gebruikt met een helling steiler dan 1:50. Deze situatie komt echter niet vaak voor bij Nederlandse kunstwerken. Een tweede situatie waarbij grote golfklappen kunnen optreden is wanneer de wand onregelmatig gevormd is, hierdoor kunnen golven worden 'opgesloten'. In deze gevallen is er geen sprake van een verticale wand en kan het model van Goda niet toegepast worden. Dit komt bijvoorbeeld voor bij een schuif die in een koker zit, of waar een dwarsbalk (boven)uit steekt. Een dergelijk uitsteeksel kan vooral tot grote golfklapbelastingen leiden als deze zich rond de waterlijn bevindt. In dat geval dient een numeriek of fysiek model te worden gebruikt of andere ontwerpkeuzes te worden gemaakt om dergelijke piekbelastingen te voorkomen. Een laatste geval waarbij met het gebruik van de formule van Goda moet worden opgepast is als de golven een dubbeltoppig golfspectrum vertonen wat kan voorkomen aan de kust. Hierbij kan een schijnbaar kleine deïningscomponent een grote bijdrage aan de golfkracht geven. Bij het gebruik van de golfperiode $T_{m-1,0}$ in de formule van Goda kan de maximale kracht daardoor onderschat worden. Als veilige aanname kan de periode van de laagfrequente piek gebruikt worden. Helaas biedt Hydra-NL deze informatie niet, dus wanneer deze situatie als reëel risico wordt ingeschat, dient een numeriek of fysiek model te worden gebruikt.

Het model van Goda lijkt overigens enigszins conservatief, wat voor ontwerpen geen probleem hoeft te zijn. In Van der Meer et. al ([Ref. 7.22]) wordt de formule van Goda vergeleken met testen. Hieruit bleek dat de formule gemiddeld de maximale kracht met 10% overschatte, met een spreiding (standaarddeviatie) van 25%.

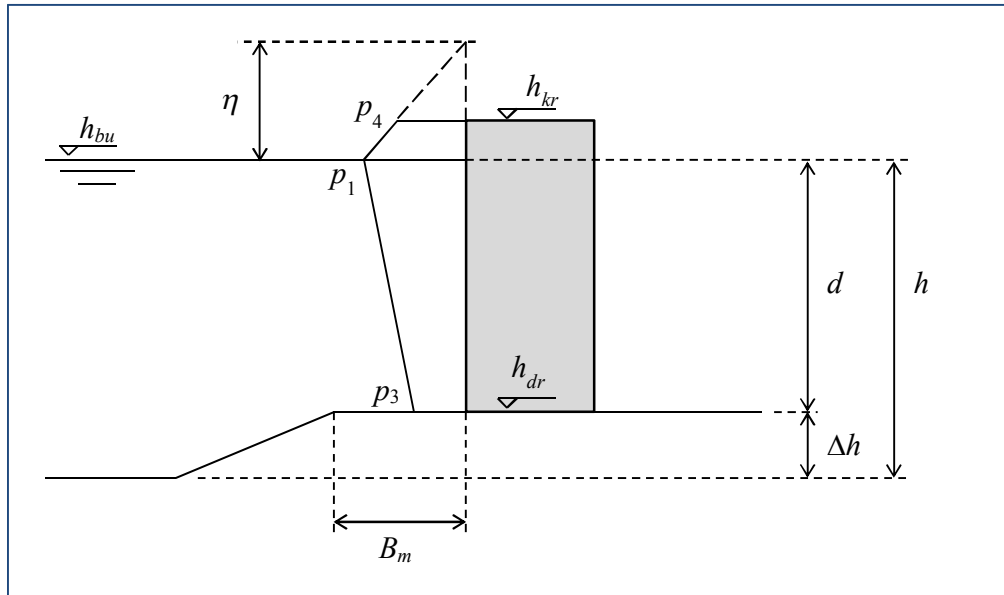
Het gemodificeerde model van Goda is ook onderdeel van het WBI instrumentarium en geprogrammeerd in Riskeer, zodat het gebruik voor ontwerpen goed aansluit op toekomstige wettelijke beoordelingen.

In deze bijlage wordt ingegaan op de toepassing van het model van Goda voor de semi-probabilistische verificatie van het ontwerp, waarbij het model wordt gevoed met

rekenwaarden. Voor meer gedetailleerde informatie over het model van Goda wordt verwezen naar [Ref. 7.15].

Golfdrukverdeling in rekenwaarden

De golfdrukverdeling volgens het model van Goda is opgenomen in Figuur 108 samen met sommige bepalende parameters. Slechts een aantal parameters worden in de tekst gedetailleerd besproken, de overige komen aanbod in Tabel 30 en Tabel 31, waar alle variabelen die in het model van Goda worden gebruikt zijn toegelicht.



Figuur 108: golfdrukfiguur volgens het model van Goda

De drukfiguur wordt samengesteld door de waarden:

$$p_1 = 0,5 \cdot (1 + \cos(\theta_{wall} - \theta_{waves})) \cdot (\lambda_1 \cdot \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_{maxzi} \cdot \cos^2(\theta_{wall} - \theta_{waves})) \cdot \gamma_w \cdot H_d$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_4 = \alpha_4 \cdot p_1$$

Er geldt:

$$d = h_{bu} - h_{dr}$$

In het geval dat $h_{bu} \leq h_{dr}$:

$$\eta = p_1 = p_3 = p_4 = 0$$

In het geval van $h_{bu} > h_{dr}$ worden de waarden van η , p_1 , p_3 en p_4 berekend op de onderstaande wijze, inclusief tussenstappen.

De modificatiefactoren λ_1 , λ_2 , λ_3 zijn afhankelijk van de constructievorm van de wand. Voor een rechte wand zijn alle factoren gelijk aan 1. In [Ref. 7.18] staan enkele voorbeelden voor de waarden van λ_1 , λ_2 , λ_3 bij verschillende constructievormen. Voor specifieke vormen kunnen de modificatiefactoren worden bepaald met modelonderzoek.

Golflengte en golfperiode

De golflengte (L) kan iteratief op de volgende wijze worden bepaald:

$$L = \frac{gT_p^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad \text{C.1}$$

Waarbij:

$$T_p = 1,1 \cdot T_{m-1,0}$$

Met:

T_p Piekperiode golf
 $T_{m-1,0}$ Spectrale golfperiode

De spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$ volgt uit de hydraulische randvoorwaarden, bijvoorbeeld afgeleid met Hydra-NL. In dat geval is alleen de marginale statistiek van $T_{m-1,0}$ bekend en dient een inschatting van de mate van correlatie met de golfhoogte, golfrichting en waterstand te worden gemaakt. Hierop wordt ingegaan in paragraaf 7.10.2.1 en 0.

De golflengte kan ook op de volgende wijze worden benaderd ([Ref. 7.16] en [Ref. 7.17]):

$$\omega_0 = \frac{2\pi}{T_p}$$
$$k_0 = \frac{\omega_0^2}{g}$$
$$k = k_0 \left(1 - \exp\left(-\left(k_0 h\right)^{5/4}\right) \right)^{-2/5}$$
$$L = \frac{2\pi}{k}$$

Hoewel vergelijking C.1 de voorkeur heeft, is de fout van de benadering kleiner dan 1%.

Golfhoogte

De ontwerp golfhoogte (H_d) wordt afgeleid van de significante golfhoogte (H_s), waarvan de marginale (maar uitsluitend omnidirectionele) statistiek kan worden verkregen met Hydra-NL. Ook de marginale statistiek van de spectrale golfhoogte $T_{m-1,0}$ kan met Hydra-NL worden bepaald. Bij gebrek aan informatie over de relatie tussen individuele golfhoogtes en golfperiodes wordt voorsnog aanbevolen om de rekenwaarden van H_s en $T_{m-1,0}$ bij dezelfde overschrijdingskans te bepalen. De spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$ wordt uiteindelijk gebruikt in combinatie met de ontwerp golfhoogte H_d . Voor meer informatie over de correlatie tussen de golfhoogte, golfrichting en waterstand wordt verwezen naar paragrafen 7.10.2.1 en 0.

Zoals in hoofdstuk 3 *Hydraulische randvoorwaarden* is besproken kan het goed mogelijk zijn dat op dit moment de hydraulische randvoorwaarden ter plaatse van de te ontwerpen constructie nog niet afgeleid zijn en men alleen beschikking heeft over de randvoorwaarden op diep water (zie Helpdesk Water). In dat geval kunnen de significante golfhoogte en de piekperiode ter plaatse van een waterkering met behulp van *Handreiking Golfbelasting in havens en afgeschermd gebieden* [Ref. 7.21] worden bepaald. Afhankelijk van de bathymetrie kan er sprake zijn van verschijnselen zoals shoaling, refractie en diffractie. Deze hebben invloed op de golfhoogte. Het effect wordt beschreven met:

$$H_s = K_s \cdot K_r \cdot K_d \cdot H_{s,0}$$

Met:

H_s	De significante golfhoogte van de inkomende golf vlak voor de constructie [m]
$H_{s,0}$	De significante golfhoogte op diep water [m]
K_s	De shoalingcoëfficiënt [-]
K_r	De refractiecoëfficiënt [-]
K_d	De diffractiecoëfficiënt [-]

Als eerste, zeer eenvoudige benadering kan worden uitgegaan van:

$$H_s = H_{s,0}$$

Voor de definitieve berekening van de golfbelasting dienen de diverse coëfficiënten nauwkeuriger te worden bepaald. De refractie- en diffractiecoëfficiënten kunnen worden bepaald met behulp van mathematische modellen. Voor verdere informatie wordt verwezen naar *Collegehandleiding Windgolven* [Ref. 7.16] en *Collegehandleiding Korte golven* [Ref. 7.17].

De ontwerpgolfhoogte (H_d) wordt zo gekozen dat de overschrijdingskans van deze waarde tijdens de stormpiek ca 10% bedraagt. Voor de gemiddelde Nederlandse omstandigheden langs de Noordzeekust, op de Waddenzee, op het IJsselmeer en in het rivierengebied kan dan, uitgaande van een Rayleigh-verdeling van golfhoogten, een veilige waarde worden aangehouden van:

$$H_d = 2,2 \cdot H_s$$

met:

H_d	Ontwerpgolfhoogte van de inkomende golf vlak voor de constructie [m]
-------	--

De ontwerpgolfhoogte kan fysisch begrensd zijn door de waterdiepte. In een dergelijk geval breekt de golf voor de constructie en is de hoogte begrensd. Om deze reden geldt als voorwaarde:

$$H_d \leq 0,9 \cdot D_{0,5L} \quad \text{C.2}$$

met:

$D_{0,5L}$	Waterdiepte op circa halve golflengte ($L/2$) voor de constructie [m]
------------	---

Indien niet aan deze voorwaarde wordt voldaan, moet de ontwerpgolfhoogte van de invallende golf voor de constructie worden verlaagd tot de maximumwaarde volgens bovenstaande formule C.2.

In het model van Goda komt de reflectiecoëfficiënt niet voor. Het model veronderstelt volledige reflectie. In het model dient de golfhoogte H_d van de inkomende golf (zonder reflectie) te worden ingevuld. De reflectie is verdisconteerd in de uitdrukkingen voor de golfdrukken.

Golfdrukcoëfficiënten model van Goda

$$\delta_{11} = 0,93 \cdot \left(\frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,36 \cdot \left(0,4 - \frac{d}{h} \right)$$

$$\delta_{22} = -0,36 \cdot \left(\frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,93 \cdot \left(0,4 - \frac{d}{h} \right)$$

$$\delta_1 = \min \{ 20 \cdot \delta_{11}; 15 \cdot \delta_{11} \}$$

$$\delta_2 = \min \{ 4,9 \cdot \delta_{22}; 3,0 \cdot \delta_{22} \}$$

$$\alpha_{imp1} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & \text{als } \delta_2 \leq 0 \\ 1 & \text{als } \delta_2 > 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot \sqrt{\cosh \delta_2}} & \text{als } \delta_2 > 0 \end{cases}$$

$$\alpha_{imp0} = \min \left\{ \frac{H_d}{d}; 2 \right\}$$

$$\alpha_{impuls} = \alpha_{imp0} \cdot \alpha_{imp1}$$

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 \cdot \left\{ \frac{\frac{4 \cdot \pi \cdot h}{L}}{\sinh \left(\frac{4 \cdot \pi \cdot h}{L} \right)} \right\}^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{\left(1 - \frac{d}{h} \right) \cdot \left(\frac{H_d}{d} \right)^2}{3}; \frac{2d}{H_d} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{d}{h} \right) \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h}{L} \right)} \right\}$$

$$\alpha_{\max 2i} = \max \{ \alpha_2; \alpha_{impuls} \}$$

$$\eta = 0,75 \cdot (1 + \cos(\theta_{wall} - \theta_{waves})) \cdot \lambda_1 \cdot H_d$$

$$h_{c,corr} = \min \{ \eta; \max \{ (h_{kr} - h_{bu}); 0 \} \}$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_{c,corr}}{\eta}$$

Variabelen in model van Goda

Tabel 30: Invoerparameters model van Goda

Symbool	Variabele	Eenheid
B_M	Bermbreedte	m
g	Zwaartekrachtsversnelling (9.81 m/s ²)	m/s ²
h_{bu}	Buitenwaterstand	m+NAP
h_{dr}	Hoogte van de onderkant van de wand	m+NAP
h_{kr}	Hoogte van de bovenkant van de wand	m+NAP
H_S	Significante golfhoogte	m
T_p	Piekperiode golf	s
Δh	Verticale afstand tussen de onderkant van de wand en de teen van de dijk/berm	m
γ_w	Volumegewicht water	kN/m ³
λ_1	Modificatiefactor voor de geometrie van de wand	-
λ_2	Modificatiefactor voor de aard van de wand	-
θ_{wall}	Hoek tussen een lijn loodrecht op het keermiddel en het noorden	°
θ_{waves}	Hoek van golfinval ten opzichte van het noorden	°

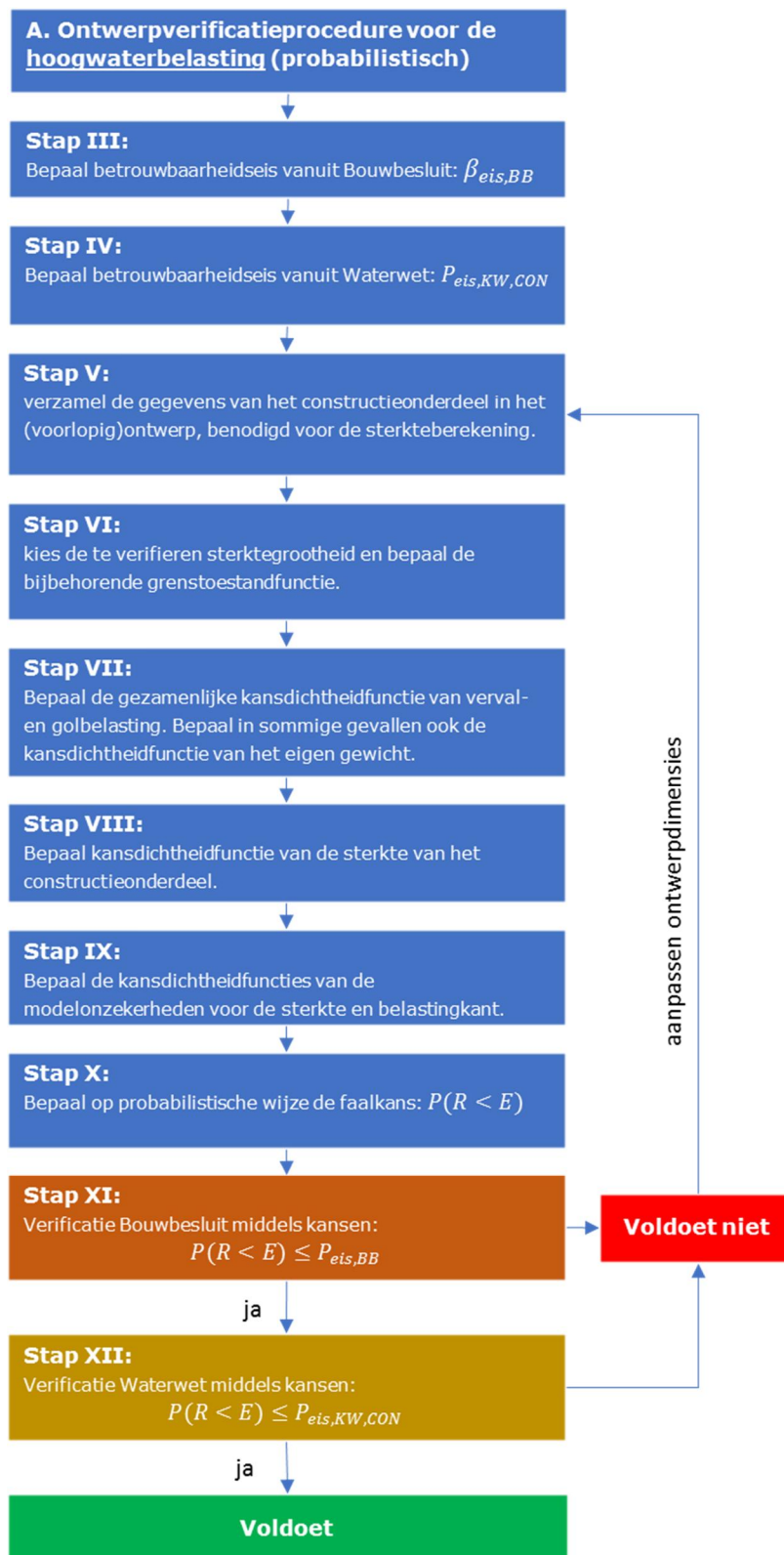
Tabel 31: Uitvoerparameters model van Goda

Symbool	Variabele	Eenheid
η	Afstand tussen het hoogste punt van de golfdrukverdeling volgens de Goda-formule en de buitenwaterstand	m
ω_0	Golffrequentie op diep water	s ⁻¹
d	Verticale afstand tussen de stilwaterlijn en de onderkant van de wand	m
h	Verticale afstand tussen de stilwaterlijn en de teen van de dijk/berm	m
H_d	Rekenwaarde van de golfhoogte (zonder reflectie)	m
k	Golfgetal	m ⁻¹
k_0	Golfgetal op diep water	m ⁻¹
L	Golflengte	m
p_1	Golfdruk op het niveau van de stilwaterlijn	kN/m ²
p_3	Golfdruk op het niveau van de onderkant van de wand	kN/m ²
p_4	Golfdruk op het niveau van de bovenkant van de wand	kN/m ²
α_{imp0}	Factor voor het effect van de drempelhoogte	-
α_{imp1}	Factor voor het effect van de vorm van de drempel	-
α_{impuls}	Impuls-golfdrukcoëfficiënt	-
α_1	Traag variërende drukcomponent	-
α_2	Golfdrukcomponent	-
α_3	Quotiënt van p_3 en p_1	-
α_4	Quotiënt van p_4 en p_1	-
δ_1	Coëfficiënt 1 in de Goda-formule	-
δ_2	Coëfficiënt 2 in de Goda-formule	-
δ_{11}	Coëfficiënt 11 in de Goda-formule	-
δ_{22}	Coëfficiënt 22 in de Goda-formule	-

Bijlage E Stappenplan probabilistische verificatie hoogwaterbelasting

Deze verificatiewijze wordt alleen voor de hoogwaterbelasting beperkt toegelicht, het stappenplan is globaal geschetst in de Figuur 109 en lijkt veel op de semi-probabilistische variant in Figuur 34. In plaats van dat met rekenwaarden wordt gerekend en middels een unity check wordt geverifieerd of het ontwerp voldoet, wordt nu expliciet met de kansverdelingen van belasting en sterkte gewerkt en een faalkansverificatie gedaan. Voor meer informatie wordt verwezen naar CUR190 *Kansen in de civiele techniek, deel 1: probabilistisch ontwerpen in theorie* [Ref. 7.7] en het TU Delft dictaat *Probabilistisch Ontwerpen* [Ref. 7.8].

Stap VII: Voor de hydraulische belasting (verval- en golfbelasting) dient gebruik te worden gemaakt van de correcte hydraulische randvoorwaarden, zie hoofdstuk 3 *Hydraulische randvoorwaarden*. In het geval dat golven een rol spelen is het op dit moment (2018) vrijwel onmogelijk om de probabilistische verificatie buiten Riskeer te doen. Voor de hydraulische belasting dient namelijk gebruik te worden gemaakt van de gecombineerde statistiek van waterstand en golfcondities, welke alleen in Riskeer voorhanden is. Voorlopig is Riskeer echter alleen geschikt voor beoordelen en niet ontwerpen, het programma beschikt namelijk enkel over de belastingstatistiek met zichtjaar 2023. In het geval dat er geen of beperkte golven te verwachten zijn in extreme condities en de hydraulische belasting dus door vervalbelasting wordt gedomineerd, kan buiten Riskeer probabilistisch worden geverifieerd. Met Hydra-NL kan in dat geval voor de uitvoerlocatie nabij het te ontwerpen kunstwerk de buitenwaterstatistiek worden verkregen, waarop een kansverdeling kan worden gefit.



Figuur 109: Stappenplan probabilistische ontwerpverificatie A. voor hoogwaterbelasting