

Nota TUN

TUN VO-fase

Dijkverbeteringstraject Cuijk-Ravenstein

WBS: WSB.5.3

Datum: 16-04-2025

Versienummer: D2.0



Inhoud

Inhoud	4
1. Inleiding	8
1.1 Projectbeschrijving	8
1.2 IUN	8
1.3 Doel document	8
1.4 Status en raakvlakken	9
2. Algemene project uitgangspunten	10
2.1 Veiligheidsfilosofie	10
2.1.1 Faalkansbegroting	10
2.1.2 Planperiode en (rest)levensduur	11
2.1.3 Borging ontwerpkeuzes	11
2.2 Software	12
3. Belastingen	13
3.1 Algemeen	13
3.2 Hydraulische belastingen	13
3.2.1 Status HOB	13
3.2.2 Algemene keuzes	13
3.2.3 Omgang met mogelijke update HOB	13
3.3 Verkeer	14
3.3.1 Afwijkende verkeersbelastingen	15
3.4 Overig	15
4. Geometrische en geotechnische uitgangspunten	16
4.1 Dijkvakken	16
4.2 Geometrie	17
4.3 Selectie profielen	17
4.4 Ondergrond	17
4.5 Grondparameters	18
4.5.1 Sterkteparameters	18
4.5.2 Zettingsparameters	19
4.5.3 Plaxis	20
5. Hydraulische uitgangspunten	21
5.1 Polderpeilen	21
5.2 Hydraulische randvoorwaarden	21
6. Zettingen en bodemdaling	22
6.1 Autonome bodemdaling	22
6.2 Omgaan met zettingen in het ontwerp	22

7. Hoogte (GEKB)	23
7.1 Faalkanseis bij doorsnedeniveau	23
7.2 Zichtjaren	23
7.3 Toelaatbaar overslag	23
7.4 Afleiding hydraulische randvoorwaarden	23
7.5 Hoogtebestand en bodemdaling	24
7.6 Definities van hoogte van de kruin	24
7.7 Ontwerputgangspunten en rekenlocaties	24
7.8 Kwaliteit graszode	24
7.9 Kleidikte kruin en binnentalud	25
8. Stabiliteit (STBI & STBU)	26
8.1 Faalkanseis bij doorsnedeniveau	26
8.2 Partiële factoren	26
8.2.1 Schematiseringsfactor	26
8.2.2 Modelfactor	26
8.2.3 Materiaalfactor	26
8.2.4 Schadefactor	27
8.2.5 Overslag	27
8.3 Benodigde stabiliteitsfactor	27
8.4 Optimalisatiemogelijkheden STBU	27
8.5 Waterspanningen	27
8.5.1 Dagelijkse freatische lijn	28
8.5.2 Freatische lijn WBN	28
8.5.3 Golfoverslag	30
8.5.4 Schematisering freatische lijn en stijghoogte STBU	30
8.5.5 Stijghoogte zandlagen WBN	31
8.5.6 Grenspotentiaal	31
8.5.7 Verloop waterspanningen en indringingslengte	31
8.6 Maatgevend glijvlak	31
8.7 Opbarsten	32
8.8 Dimensies versterking	32
8.9 Restbreedtemethode	32
9. Piping (STPH)	34
9.1 Faalkanseis bij doorsnedeniveau	34
9.2 Schematiseringsfactor	34
9.3 Interactie stabiliteit en piping	34
9.4 Parameterbepaling	34
9.4.1 Hydraulische randvoorwaarden	34
9.4.2 Polderpeil	35
9.4.3 Deklaagdikte	35
9.4.4 Dikte en doorlatendheden zandlaag	35
9.4.5 Achterland	36
9.4.6 Korreldiameter	37
9.4.7 Schematisering voorland	38
9.4.8 Verzadigd volumiek gewicht deklaag	39
9.5 Geohydrologisch model	39
9.6 Pipingmaatregelen	39
9.6.1 Filterconstructies	39
9.6.2 Verticale maatregelen	40
9.7 D-Geo flow	42

10. Overige faalmechanismen dijk	43
10.1 Voorlanden	43
10.2 Bekleding	43
10.3 Microstabiliteit	44
11. Langsconstructies	45
11.1 Toegepaste grondmodellen en -parameters	45
11.1.1 CSSM ongedraineerd in D-Stability	45
11.1.2 CSSM in Plaxis	45
11.1.3 Stijfheden grondlagen	46
11.1.4 Soortelijk gewicht water	47
11.1.5 Buitenwaterstand	47
11.1.6 Freatische lijn bij WBN	47
11.1.7 Stijghoogteverloop tijdens WBN	48
11.1.8 Kruinhoogte	48
11.1.9 Locatie van constructies	48
11.1.10 Berekening en uitwerking in tekening	48
11.2 Soilmix-wand	49
11.3 Ankers 50	
11.4 Restafschuivingen	50
11.4.1 Restprofiel instabiliteit hoogwater	50
11.4.2 Afschuivingen of ontgroning door NWO's	50
11.5 Rekenfasering	51
11.6 Vereiste stabiliteitsfactor	52
11.7 Omgevingsbeïnvloeding	52
11.7.1 Grondvervormingen	52
12. Grave	53
12.1 Algemeen	53
12.2 Sectie indeling	54
12.3 Hoogteopgave Grave	55
12.4 Werkwijze	55
12.4.1 Te beschouwen secties VO	55
12.4.2 Ontwerpfilosofie	56
12.5 Modelling	57
12.5.1 Fasering	57
12.5.1 Tweeledig gebruik Plaxis-modellen	59
12.5.2 Veiligheidsfilosofie	60
12.5.3 Hydraulische randvoorwaarden	61
12.5.4 Belastingen	61
12.5.5 Bodemschematisatie en parameters	61
12.5.6 Constructieve modellering en uitgangspunten	61
12.6 Constructieve toetsingen	63
12.6.1 Toe te passen norm	63
12.6.2 Materiaaleigenschappen	64
13. Kunstwerken	65
13.1 Ontwerpinstrumentarium	65
13.2 Beschouwing faalmechanismen kunstwerken	65
13.3 Normatief kader constructieve veiligheid	65
13.4 Bepaling partiële factoren voor de belastingen	65
13.5 Hoogte opgave kunstwerken	67
13.6 Doorsnede-eisen	68

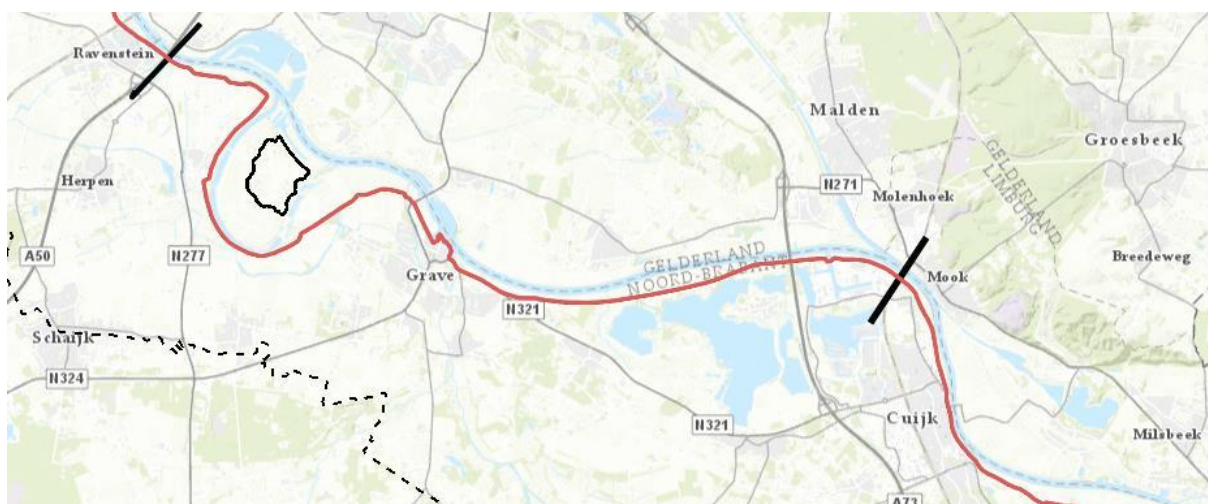
13.7	Trajectaanpak BSKW	68
14.	Overgangen en inpassing	70
14.1	Overgang grondoplossingen	70
14.2	Overgang verticale stabiliteitsoplossingen	70
14.3	Overgang piping	70
14.3.1	Kleiinkassing - verticale maatregel	70
14.3.2	GZB - verticale maatregel	71
14.3.3	Verticale maatregel kruin – verticale maatregel teen	72
15.	NWO's	73
15.1	Algemeen	73
15.2	Bomen en struiken	73
15.3	Gebouwen	75
15.4	K&L 76	
15.4.1	Categorie-indeling leidingen	76
15.4.2	Veiligheidsraamwerk	76
15.4.3	Overige K&L	78
15.5	Overig 79	
16.	Anti-graverij en andere dierlijke schade	80
16.1	Graverij onder dagelijkse omstandigheden	80
16.1.1	Graverij door bevers	80
16.1.2	Graverij door dassen	81
16.2	Graverij tijdens hoogwater	81
16.3	Uitwerking van preventiemaatregelen	81
17.	Referenties	83
17.1	Normen en Richtlijnen	83
17.2	Beleidsdocumenten	84
17.3	Projectdocumenten	84
17.4	Conditionerende onderzoeken	84
Bijlage A.	Bodemopbouw-tool	85
	Classificatietabel	85
	Weergave langs traject Cuijk-Ravenstein	86
Bijlage B.	Validatie tools geautomatiseerd rekenen	88
	Tool 1: D-Stability berekening opzetten	88
	Tool 2: D-Stability uitlezen en aanpassen	89
Bijlage C.	Gevoeligheidsberekeningen RVO	91
Bijlage D.	Onderbouwing d70	92

1. Inleiding

1.1 Projectbeschrijving

De dijk aan de zuidzijde van de Maas, tussen Cuijk en Ravenstein, is een primaire waterkering met een strenge norm (signaleringswaarde 1:30.000 en ondergrens 1:10.000). Een dijkdoorbraak in dit dijktraject heeft namelijk grote gevolgen. Dijktraject 36-2, zoals weergegeven in Figuur 1.1, voldoet niet op alle delen aan de nieuwe veiligheidsnorm die op 1 januari 2017 is vastgesteld in de Waterwet. Waterschap Aa en Maas werkt een plan uit voor een dijkverbetering, zodat de primaire waterkering in de toekomst voldoet aan de veiligheidsnorm. Deze dijkverbetering is onderdeel van het landelijke Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

Het dijktraject is circa 21 km lang en bestaat voor een groot deel uit een gronddijk. Halverwege het traject, in de vestingstad Grave, is een kademuur aanwezig als primaire waterkering. Daarnaast zijn ook diverse constructieve objecten in de dijk aanwezig (kunstwerken) zoals onder andere de Keersluis Cuijk en Gemaal van Sasse. De gronddijk, de kademuur en de kunstwerken zijn gezamenlijk onderdeel van het project dijkverbetering Cuijk-Ravenstein.



Figuur 1.1 Dijktraject Cuijk-Ravenstein

1.2 IUN

De Integrale Uitgangspunten Notitie (IUN) van het project Cuijk – Ravenstein is het hoofddocument waarin de uitgangspunten zijn vastgelegd. De Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) is daar een onderdeel van en richt zich specifiek op de technische uitgangspunten.

1.3 Doel document

Het doel van dit document is het bundelen van de technische uitgangspunten. Dit rapport gaat verder op de laatste versie van de TUN-VO [45], waarbij aanvullingen en aanscherpingen komen uit de ontwikkelingen binnen het project, ontwikkelingen in landelijke kennis en ontwikkelingen in voorgeschreven normeringen.

Doel is om tijdens de planuitwerking (vanaf de start van het VO) de hier vastgestelde uitgangspunten te verwerken in de Systeem Eisen Specificatie (SES). Doel is om in de SES de hier beschreven uitgangspunten eenduidig op te nemen, waarbij dit document als referentie de onderbouwing toelicht op de desbetreffende eisen. De SES beschrijft de verificatiemethode en zo wordt voor elk ontwerp expliciet gemaakt hoe het ontwerp aan de uitgangspunten voldoet.

1.4 Status en raakvlakken

De basis voor de ontwerpen is het VKA dat verder in het IUN wordt beschreven. Dit rapport beschrijft puur de technische eisen waar een ontwerp aan moet voldoen.

Vanuit stabiliteit in het ontwerpproces wordt per fase vastgehouden aan de uitgangspunten van de TUN die is afgestemd bij aanvang van de fase. Dit zorgt voor een stabiele scope/planning per fase. Indien er gedurende een fase nieuwe inzichten zijn, worden deze genoteerd en wordt een gevoeligheidsberekening uitgevoerd om de impact inzichtelijk te maken. Zo kan bij een faseovergang een passend advies worden gegeven om dit te verwerken. Ook wordt dan gekeken hoe het nieuwe inzicht wordt verwerkt.

2. Algemene project uitgangspunten

Voor de planuitwerkingsfase van het project wordt uitgegaan van de meest recente leidraden ten aanzien van de waterveiligheid. Voorafgaand aan een (sub)fase wordt deze TUN bijgewerkt waarna voor de rest van deze (sub)fase de TUN wordt bevroren om zodoende de scope helder te houden.

De verkenning is uitgevoerd aan de hand van het OI2014v4 [2]. Inmiddels wordt gewerkt aan een overgang naar een nieuwe versie het BOI [3] (groene versies), waar echter de achtergrondrapporten (toepassingen) nog ontbreken. In de planuitwerking wordt waar mogelijk uitgegaan van het BOI, om zodoende zo goed mogelijk te kunnen aansluiten op de ontwikkelingen. Voor de voortgang wordt, indien nodig, teruggevallen op het OI.

Aanvullend worden de eisen volgend uit de Kader Uitgangspunten Dijkversterking [38] en Basis Specificatie Dijken (BSD) [39] als basis voor de versterking toegepast. Dit document is dan ook een vertaling van de eisen/wensen, waarbij alleen de conclusies worden gegeven in combinatie met een verwijzing.

2.1 Veiligheidsfilosofie

Het dijktraject 36-2 wordt ontworpen aan de ondergrenswaarde van 1/10.000 per jaar welke volgt uit de wettelijke eis [3]. De verbetering betreft ter hoogte van Ravenstein nog circa 50 m van het dijktraject 36-3. De normering in 36-3 is gelijk aan die van 36-2. De lengte van 36-3 is 26,6 km en daarmee iets langer, het effect op de ontwerpeisen per faalmechanisme is klein. Omdat er bij CuRa gekozen is voor een robuuste schematiseringsfactor is het verschil voldoende afgedekt en verwaarloosbaar. Gezien het beperkte en verwaarloosbare effect wordt dit traject ook uitgewerkt als onderdeel van het traject 36-2 en gelden de hier beschreven uitgangspunten én normering van dijktraject 36-2.

Tabel 2-1 overzicht normeringen en trajectlengte

Traject 36-2	Waarde	Eenheid
Signaleringswaarde	1/30.000	Kans [1/jaar]
Ondergrenswaarde	1/10.000	Kans [1/jaar]
Trajectlengte	21,0	Afstand [km]

2.1.1 Faalkansbegroting

In het BOI is afgestapt van de 'standaard' faalkansbegroting zoals deze in het OI2014v4 is gegeven. In de nieuwe leidraad wordt 'het systeemgedrag centraal gesteld'. De achtergrond is dat hierbij de focus kan worden gericht op de faalmechanismen/faalpaden die echt relevant zijn.

Het verschuiven van de faalkansbegroting zoals het BOI voorstelt heeft (mogelijk) impact op elk van de faalmechanismen. Voor de VO-fase is (bij ontbreken van nadere invulling) gekozen om de faalkansbegroting conform OI2014v4 aan te houden. Een andere reden om niet over te stappen op een aangepaste faalkansruimte is dat verdelen van de faalkansruimte ook effect heeft op de opgave en projectscope. Aanvullend is beschouwd waar aanscherping mogelijk is. Uit deze analyse volgde dat dit niet tot significante aanscherpingen leidt, tenzij de verdeling dusdanig wordt aangepast dat het netto effect van de verschuiving negatief is. In de uitwerking wordt de aanliegroute van het BOI in principe waar mogelijk gehanteerd om voor te sorteren op een overstap naar deze richtlijn.

De faalkansbegroting conform het OI2014v4 is gegeven in Figuur 2-1. Het *veiligheidsraamwerk* vanuit de POV Kabels en Leidingen [17] heeft een verdere opdeling voor het faalkansbudget 'overige'. In hoofdstuk 15, waarin de omgang met NWO's wordt toegelicht wordt dit verder uitgewerkt.

Type waterkering	Faalmechanisme	Type traject	
		Zandige kust	Overig (dijken)
Dijk	Overloop en golfverslag ^a	0,0	0,24
	Opbarsten en piping	0,0	0,24
	Macrostabieliteit binnenwaarts	0,0	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,0	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,0 ^b	0,04
	Piping	0,0 ^b	0,02
	Constructief falen	0,0 ^b	0,02
Duin	Duinafslag	0,70	0,0 / 0,10 ^c
Overig		0,30	0,30 / 0,20 ^c
Totaal		1,0	1,0

- a Overloop en golfverslag bij kunstwerken is samengevoegd met overloop en golfverslag bij dijken vanwege de zeer sterke ruimtelijke correlaties tussen deze faalmechanismen bij kunstwerken en dijkvakken met dezelfde oriëntatie.*
- b Veel trajecten langs de zandige kust bevatten geen kunstwerken of dijken. Als dit wel het geval is, dan moet hoe dan ook van de hier gepresenteerde faalkansbegroting worden afgeweken.*
- c Voor dijktrajecten die voor een gedeelte uit duinen bestaan, zal duinafslag vaak een relatief kleine faalkansbijdrage leveren. Daarom is voor dergelijke gevallen 10% van de post 'overig' toegewezen aan duinafslag. Dit voorkomt dat voor dergelijke situaties een specifiek voorstel voor de faalkansbegroting moest worden opgesteld.*

Figuur 2-1 Faalkansruimte verdeling per faalmechanisme, OI2014v4 [2].

2.1.2 Planperiode en (rest)levensduur

Het waterschap hanteert zoals beschreven in het *Kader uitgangspunten dijkversterking* [38] een vaste ontwerphorizon op 2075 voor gronddijken en op 2125 voor nieuwe constructies. Voor nieuwe constructies kan worden gekozen voor een ontwerp voor de horizon van 2075, waarbij deze dan uitbreidbaar moet zijn tot 2125. Daarmee wordt ten tijde van de uitvoering niet 'exact' voldaan aan de eis van de planperiode van 50/100 jaar aangezien in 2027 naar verwachting wordt gestart met de uitvoeringsfase. Vanwege een stabiele scope en het aansluiten op de verkenning is gekozen om de ontwerphorizon vast te houden. Het kader biedt de mogelijkheid om waar wenselijk af te wijken van deze ontwerphorizon. Wanneer dat wordt gedaan, dient dit te worden onderbouwd op basis van LCC.

Voor bestaande constructies en kunstwerken wordt in de basis aangesloten op de huidige (rest)levensduur van het betreffende object met een minimum levensduur van vijftig jaar. In het geval dat hier niet op kan worden aangesloten dient ook dit te worden onderbouwd met een LCC.

In het ontwerp dient uit te worden gegaan van een integraal ontwerp. Dat wil zeggen dat voor elk van de faalmechanismen/faalpaden moet worden voldaan aan de levensduur. Niet-integraal versterken betekent dat vaker teruggekomen moet worden om de dijk te versterken, hetgeen een grotere belasting op de omgeving kan betekenen.

2.1.3 Borging ontwerpkeuzes

Algemeen geldende ontwerpkeuzes of uitgangspunten worden in de TUN geborgd en eventueel onderbouwd aan de hand van een gevoeligheidsberekening. Tevens worden wijziging vanuit de review vastgelegd in de reviewtabel.

Locatiespecifieke ontwerpkeuzes worden in de betreffende ontwerpversies vastgelegd. Wanneer dit fundamentele keuzes betreft dient de afweging tussen ontwerpversies te worden gemaakt middels een Trade-Off Matrix (TOM). Hierbij wordt aangesloten op het afweegkader van de verkenning.

Wanneer een ontwerp niet voldoet aan de gestelde eisen dienen deze expliciet te worden beschreven in het ontwerprapport. Ook dient hierbij een voorstel te komen hoe hier in de vervolgfase mee moet worden omgegaan.

2.2 Software

Zoals beschreven wordt gewerkt conform het BOI en wordt bij voorkeur gebruik gemaakt van de meest recente ondersteunende software (per faseovergang wordt dit bijgesteld). Tabel 2-2 geeft het overzicht van de te gebruiken software.

Tabel 2-2 overzicht van de toegepaste software met versie

Type berekening	Software	Versie
Stabiliteit grondoplossing	D-Stability	23.1.0
Hydraulisch randvoorwaarden	Hydra-NL	2.8.2
Piping (aanvullende methode)	D-geoflow	23.1.0
Langsconstructies en kadeconstructies	Plaxis	23.02.00.1059
Kunstwerken	Scia Engineer	22.1 (32 bit versie)

Naast software-tools zijn er ook veel empirische formules of andere methodes. Deze zijn of vastgelegd in de TUN of in onderliggende leidraden en bij toepassing wordt naar het desbetreffende document verwezen.

In het project Cuijk-Ravestein wordt gebruik gemaakt van tooling om processen te automatiseren. Hier is voor gekozen om de rekentijden en verifieerbaarheid te verbeteren en de kans op fouten te verkleinen. Deze tooling is gericht op het praktischer invullen van de beschreven software. De berekening zelf vindt plaats in de BOI-software en is daardoor ook zelf uitvoerbaar door WSAM.

3. Belastingen

3.1 Algemeen

In het ontwerp dient rekening te worden gehouden met externe belasting op de kering en constructies. Dit hoofdstuk behandelt op hoofdlijnen de belastingen waaraan moet worden voldaan. Vanaf hoofdstuk 7 wordt per faalmechanisme nader ingegaan op hoe deze belastingen moeten worden meegenomen.

3.2 Hydraulische belastingen

3.2.1 Status HOB

Voor het bepalen van de hydraulische ontwerpcondities wordt uitgegaan van de door het BOI (Rijksoverheid) verstrekte modellen. De huidige beschikbare versie is de HOB2020. Deze wordt mogelijk gedurende de planuitwerking vervangen door een nieuwe database in het kader van de BOI-uitlevering. De exacte opleverdatum is niet bekend.

Het rapport *Herziening van de HOB2020 resultaten* [50] beschrijft welke nieuwe inzichten in de nieuwe database worden meegenomen. Vervolgens is op hoofdlijnen gekeken wat per ontwikkeling mogelijk het effect is. Omdat het onzeker is wat dit daadwerkelijk voor de hydraulische belasting betekent, dient op projectniveau een keuze te worden gemaakt hoe we hiermee om gaan. Hoe dit wordt aangepakt wordt beschreven in onderstaande paragrafen.

Bij aanvang van de planuitwerking medio 2023 was de intentie om een overstap te maken naar de nieuwe database omdat de verwachting was dat deze gedurende het VO beschikbaar zou komen. Gezien de impact op de scope en het detailniveau van de reeds opgeleverde ontwerpen dient bij het beschikbaar komen van een nieuwe database te worden overwogen wat het meest pragmatisch is.

3.2.2 Algemene keuzes

Er wordt conform het projectoverstijgend beleid van het waterschap [38] uitgegaan van klimaatscenario W+, van het Nationaal Waterplan en het OI2014v4. In deze fase wordt niet aanvullend gestuurd op de klimaateffecten. Voorlopig wordt eerst de nieuwe levering van de HOB afgewacht.

Voor de grondijk wordt uitgegaan van het scenario 2075 en voor nieuwe constructies wordt ontworpen voor 2125. Voor bestaande constructies wordt naast het zichtjaar 2075 de hydraulische belasting bepaald bij einde levensduur van de constructieve sterkte.

3.2.3 Omgang met mogelijke update HOB

Vanuit stabiliteit in het ontwerpproces wordt bij aanvang van een fase vastgesteld welke database wordt toegepast. Dit zorgt voor een stabiele scope/planning per fase. Wanneer gedurende een fase de nieuwe HOB beschikbaar komt, is de actie om een gevoeligheidsberekening uit te voeren om de impact inzichtelijk te maken. Zo kan bij een faseovergang een passend advies worden gegeven.

De hydraulische belasting heeft invloed op de ontwerpdimensies en derhalve heeft de database consequenties voor alle producten. In *Herziening van de HOB2020 resultaten* [50] is een inschatting gemaakt wat de impact zal zijn van de nieuwe database. In de conclusie is kwalitatief aangegeven wat de verwachte range is. De praktische doorvertaling is dat rekening wordt gehouden met een verschil van +/- 20 cm voor de waterstand en benodigde kruinhoogte.

In overleg is op 10-10-2023 besloten om de onderstaande redenering aan te houden; huidige database en ook de daaruit volgende dimensies. Een belangrijke reden voor deze keuze is dat de scope hiermee gelijk blijft (geen extra tekorten).

Doel van het VO is wel om te komen tot een meer gedetailleerd ruimtebeslag, ook voor het uitzoeken van conditionerende onderzoeken en vergunningen en grondverwerving. Hierbij is het van belang om een realistisch maximaal ruimtebeslag in beeld te hebben zodanig dat processen kunnen worden uitgevoerd en bij een update van de HOB de kans klein is dat vergunningen en onderzoeken niet nogmaals moeten worden aangepast. Om te voorkomen dat een mogelijk hogere waterstand en dus zwaarder ontwerp leidt tot een groter ruimtebeslag wordt boven op het ruimtebeslag rekening gehouden met een extra ophoging van 20 cm. Uitgaande van een (standaard) 1:3 taludhelling kan een extra ruimtebeslag van 1,20 m ontstaan. Daarmee valt het potentiële extra ruimtebeslag binnen de aangehouden flexibiliteitsbepaling van 2,0 m.

3.3 Verkeer

De te verwachten verkeersbelasting is afhankelijk van de waterstand van de Maas en het type faalmechanisme. Voor de grootte van de verkeersbelasting wordt in principe het volgende aangehouden in combinatie met de maatgevende hydraulische belastingssituaties voor STBI en STBU:

- STBI: Uitgangspunt bij dagelijkse verkeersbelasting onder 'regulier hoogwater' is het toestaan van vier met zand beladen vrachtwagens binnen 50 m in het geval er een verharde weg aanwezig is. Dit komt overeen met een verkeersbelasting van 15 kN/m² over 2,5 m breedte conform [23]. Voor regulier hoogwater is conform SES-00044 uitgegaan van een waterstand met een kans van voorkomen van 1:1.000 jaar.
- STBI: Uitgangspunt bij hoogwatersituatie is het toestaan van twee met zand beladen vrachtwagens binnen 50 m. Dit komt overeen met een verkeersbelasting van 8 kN/m² over 2,5 m breedte conform Factsheet Verkeersbelasting en macrostabiliteit [23]. Indien er een tuimelkade aanwezig is, wordt de verkeersbelasting geplaatst op de weg (gelegen op de berm) naast de tuimelkade.
- STBU: Uitgangspunt bij (na) hoogwatersituatie is het toestaan van vier met zand beladen vrachtwagens binnen 50 m. Dit komt overeen met een verkeersbelasting van 15 kN/m² over 2,5 m breedte conform [23]. Indien er een tuimelkade aanwezig is, dient deze tuimelkade ook als inspectiepad. Op de tuimelkade mag rekening gehouden worden met een lichte vrachtwagen met kraan en een pick-up binnen 50 m. Dit komt overeen met een belasting van 1 kN/m² over 2,5 m breedte [23].

De verkeersbelasting wordt geschematiseerd op de meest maatgevende locatie van de weg. In het ontwerp wordt voor locaties waar, op basis van de beschikbare informatie, geen verharding aanwezig is, uitgegaan dat (een nader te bepalen type) verharding wordt aangebracht². De belasting wordt op een afstand van 0,5 m van de kruinlijn geplaatst. Er wordt een spreidingshoek van 30 graden gehanteerd.

In de kleilagen wordt de verkeersbelasting in D-Stability de 'degree of consolidation' op 20 % aangenomen. Voor zand wordt 100% consolidatie aangehouden.

In het VO wordt er in de berekening de situatie met de te verwachten belastingen gedurende de uitvoering niet beschouwd. Mogelijk dat voor de uitvoering lokaal zwaarder materieel (dan de 15 kN/m²) nodig is. Juist vanwege het lokale karakter wordt dit later ingevuld. Nu wordt hier kwalitatief naar gekeken.

² De kruin dient bereikbaar, berijdbaar onder alle weersomstandigheden en bereikbaar voor onderhoudsmaterieel te zijn cf. resp. Eis-0059, SES-00028 en SES-00026

3.3.1 Afwijkende verkeersbelastingen

De sluizen/stuwen en de nieuwe coupures moeten bereikbaar zijn met een telescoopkraan en vrachtwagen. Hier moeten maatregelen kunnen worden genomen zoals het inhijzen van een sluitstuk bij een coupure om de kering te sluiten. Als deze kraan en vrachtwagen binnen 50 m van elkaar staan of rijden is de belasting 9 kPa conform Factsheet Verkeersbelasting en macrostabiliteit versie 2 [23].

De belasting van de telescoopkraan en vrachtwagen is 1 kPa groter dan de gehanteerde verkeersbelasting op de weg bij STBI. Deze hogere belasting treedt nooit exact tegelijk op met de extreme situatie van maatgevend hoogwater (waterstand bij norm). De belastingscombinatie telescoopkraan en vrachtwagen is daarom minder maatgevend voor STBI. Voor deze locaties hoeft dus geen andere verkeersbelasting gehanteerd te worden.

In afstemming met de beheerder is gekeken of er locaties zijn waar rekening moet worden gehouden met een andere belasting ten opzichte van de hierboven beschreven methodiek. Tijdens het doornemen zijn de locaties waar mogelijk kranen of ander materieel nodig is in beeld gebracht. De methodiek sluit hier al op aan. Tevens zijn er nog locaties aangewezen waar noodpompen worden opgesteld. Het benodigde materieel hiervoor voldoet aan de belastingseis van 8 kPa.

3.4 Overig

Wind geeft een belasting op de bomen. Dit wordt nader toegelicht bij het onderdeel NWO, bomen zie paragraaf 15.2.

Voor de keringen wordt in principe geen rekening gehouden met aanvaarbelasting. Waar vaarwegen de waterkering kruisen zoals bijvoorbeeld bij een keersluis wordt verwezen naar de uitgangspunten voor kunstwerken in hoofdstuk 13.

Met overige belastingen, waaronder ijs- en aardbevingsbelasting wordt geen rekening gehouden.

4. Geometrische en geotechnische uitgangspunten

4.1 Dijkvakken

Dijktraject Cuijk-Ravenstein is opgedeeld in drie deelgebieden:

- deelgebied Cuijk en Kraaijenbergse Plassen;
- deelgebied Grave;
- deelgebied NOR (Neerloon-Overlangel-Reek).

In de verkenning is een dijkvakindeling gemaakt op basis van technische aspecten [46]:

- Geometrie: per dijkvak of subvak wordt een maatgevend dwarsprofiel gekozen;
- Ondergrondprofiel: per dijkvak of subvak wordt een maatgevend ondergrondprofiel geschematiseerd;
- Dijkopbouw;
- Bijzondere observaties bij hoogwater;
- Waterspanningen.

In de RVO-fase van de PU is de vakindeling van de verkenning nog een keer doorgenomen. Hierin zijn de nieuw ingekomen gegevens als aanvullend grondonderzoek en het ontwerp meegenomen. Uit de beschouwing volgt dat het verfijnen op basis van grondonderzoek mogelijk is, maar tevens laat het ontwerp uit de verkenningsfase zien dat verfijning van de vakindeling lokaal verschillende ontwerpen geeft. Vanuit landschap en ruimtelijke kwaliteit is dit niet altijd wenselijk. Vanuit herkenbaarheid en ook het overzicht is gekozen om in de planuitwerking dezelfde vakindeling aan te houden, waar binnen de vakkenoptimalisaties kunnen worden uitgewerkt, maar dit belandt in de rapportage op dijkvakniveau. Daarmee wordt grotendeels aan de huidige vakindeling vastgehouden.

Vanuit inpassing zijn er echter ook enkele wijzigingen doorgevoerd. Hiervoor is gekeken waar vanuit inpassing (overgangen in maatwerk) en de verschillende stakeholders de vakgrenzen worden opgeschoven. De voornaamste wijzigingen zijn:

- Overgang dijkvak 14/15 komt tegen het maatwerk woning aan, daarmee komt de dijkopgang van de N321 in vak 15 te liggen. Daardoor valt het traject van de N321 niet meer in vak 14.
- Het oude dijkvak 22 betrof de gehele Koninginnedijk. Gekozen is om dit vak te splitsen bij de overgang van de haven naar het Emab-terrein (van constructie naar grond). Het nieuwe vak 23 betreft het westelijke deel van Koninginnedijk tot en met Catharinahof en sluit aan op de hoge grond van de Thompsonbrug. In dit vak speelt de meekoppelkans voor de Koninginnedijk. Het oude dijkvak 24 wordt uitgebreid met de hoge grond van de Thompsonbrug (geen opgave) waardoor daarna de oude nummering kan worden gehandhaafd.
- Rond het gebied Keent/Overlangel zijn de vakgrenzen opgeschoven naar de overgang van maatwerk en grondoplossing, zodat het maatwerk in zijn geheel in één vak valt.
- Dijkvak 38 kwam voort uit de trajectscheiding tussen trajecten 36-2 en 36-3. Er is gekozen om de gehele onderdoorgang onder de A50 (inclusief mogelijke verbreding) als één vak te maken.

Voor verdere toelichting van de onderbouwing van de vakindeling en eventuele wijzigingen wordt verwezen naar de IUN[42].

4.2 Geometrie

Om de 25 m zijn dwarsprofielen van de huidige dijk en het voor- en achterland gegenereerd. Hierbij is gebruik gemaakt van AHN4, dat op enkele locaties is aangevuld met DTM-metingen. Deze dwarsprofielen zijn vervolgens voor elk (sub)dijkvak waarvoor een berekening wordt gemaakt over elkaar geploteerd. Uit deze plot wordt een voor dat (sub)dijkvak maatgevend profiel samengesteld waarin de karakteristieke punten (knikpunten ter hoogte van bermen, kruin en teenlijnen) worden overgenomen. Op deze wijze zijn maatgevende dwarsprofielen gegenereerd ten behoeve van de macrostabiliteitsberekeningen voor het bermontwerp en de vakken zonder opgave op basis van tweede afschuiving. De lengte van de dijkstrekking waarbinnen het geschematiseerde profiel geldt, varieert naar gelang de ruimtelijke geometrische variatie van de dijk.

Voor de geometrie van de nevengeul rond Keent wordt uitgegaan van de instandhouding van de nevengeul door beheerder Rijkswaterstaat. De inmeting hiervan wordt geïntegreerd met het DTM.

4.3 Selectie profielen

Het schematiseren van de dijk en ondergrond heeft betrekking op het vaststellen van een maatgevend dwarsprofiel voor een dijkvak of een deel daarvan ten behoeve van het analyseren van geotechnische faalmechanismen waarop de dijk wordt ontworpen.

Per (sub)dijkvak is één maatgevend profiel gekozen om te modelleren. Daarbij worden zoveel mogelijk de beschikbare gegevens ter hoogte van het gekozen dwarsprofiel gehanteerd voor de schematisering, er wordt altijd geverifieerd of de schematisering ook daadwerkelijk maatgevend is voor het vak waarvoor de berekening geldt. Als dit niet het geval is, kan ervoor gekozen worden om het vak op te knippen in twee of meer aparte trajecten.

4.4 Ondergrond

Voor het traject Cuijk-Ravenstein zijn de afgelopen periode verschillende grondonderzoeken uitgevoerd. Hieronder worden deze opgesomd:

- archief van voorgaande dijkverbeteringen;
- Fugro, dijkkring 36 Ravenstein-Cuijk, oktober 2016[59];
- WBI (2017) (boringen, sonderingen, geofysisch (EM) onderzoek[61];
- Fugro, Geotechnisch onderzoek HPT- (A)MPT onderzoek Cuijk Ravenstein, juli 2019[60];
- Arcadis, Proevenverzameling Cuijk-Ravenstein, april 2020[57];
- Inpijn-Blokpoel, Grond en labonderzoek HWBP traject Cuijk-Ravenstein, mei 2020[58];
- TNO, tTEM metingen t.b.v. grondonderzoek dijkverbetering Cuijk – Ravenstein, maart 2022[65];
- Geonius, grondonderzoek Cuijk-Ravenstein, oktober 2023[64].

De resultaten van aanvullend grondonderzoek worden, wanneer beschikbaar, toegevoegd aan bodemopbouw en geotechnische uitgangspunten. Dit wordt per fase in het proces (update van uitgangspunten) bijgesteld.

Schematisering van gedrag van kleilaag

Voor de kleilaag in de ondergrond wordt onderscheid gemaakt in het gedrag van de klei, dilatante of contractante klei. In overeenstemming met de proevenverzameling is de grens van de lagen gedefinieerd door de hoogte van de freatische waterstand onder dagelijkse omstandigheden. Ter plaatse van de opbolling onder het dijklichaam (zie par. 8.5.1) wordt deze schematisering ook toegepast.

4.5 Grondparameters

4.5.1 Sterkteparameters

De sterkteparameters zijn bepaald door Arcadis[57] of overgenomen uit SH Macrostabiteit [11], de volumieke gewichten volgen uit hetzelfde onderzoek van Arcadis[57] en NEN9997 tabel 2b [13] (zand). De resultaten zijn weergegeven in Tabel 4-1.

Tabel 4-1 Sterkteparameters (uit verkenningsfase [43])

Grondsoort	Gedraineerd/ ongedraineerd	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{dr} [kN/m ³]	ϕ_{kar} [°]	POP_{kar} [kPa]	m_{kar} [-]	S_{kar} [-]	Kleur-code
Dijkmateriaal klei	Gedraineerd	19,8	19,8	31, 4	-	-	-	#DD99CC
Dijkmateriaal zand*	Gedraineerd	19,0	17,0	31, 3	-	-	-	#EEBB88
Klei dilatant	Gedraineerd	19,2	19,2	31, 0	-	-	-	#336600
Klei contractant	Ongedraineerd	17,8	17,8	-	7	0,88	0,26	#00845C
Humeuze klei	Ongedraineerd	14,8	14,8	-	15	0,8	0,20	#BB8800
Humeuze klei	Gedraineerd	14,8	14,8	30, 0**				#BB8800
Veen, kleilig	Ongedraineerd	11,0	11,0	-	15	0,8	0,24	#663300
Zand*	Gedraineerd	20,0	18,0	31, 3	-	-	-	#FFCC00
Klei dilatant opbarst	-	19,2	19,2	0	-	0	0	#218D0D
Klei contractant opbarst	-	17,8	17,8	0	-	0	0	#B8CC00
Humeuze klei opbarst	-	14,8	14,8	0	-	0	0	#999911
Veen, kleilig opbarst	-	11,0	11,0	0	-	0	0	#CC6600
Zand opbarst	-	20,0	18,0	0	-	0	0	#DDAA00

* Deze waarden zijn overgenomen uit NEN9997 tabel 2b.

** Deze waarde op basis van TUN MeMa

Conform WBI2017 wordt voor de gedraineerde grondlagen de cohesie op 0 kPa gesteld [11]. In het geval van opbarsten worden dezelfde materialen in het model toegepast, maar is de hoek van inwendige wrijving op 0 kPa gezet [4].

Voor de bovenste 0,80 m van de kleilaag, oftewel de toplaag, wordt geen hoek van inwendige wrijving toegepast, maar een cohesie van 5 kPa. Deze waarde volgt uit de memo Modelleren sterkte van dijksmateriaal (Deltares) [35] voor situaties waarbij aanzienlijke scheurvorming **niet** kan worden uitgesloten. Dit is in afwijking van voorgenoemde waarde voor cohesie cf. WBI2017, echter wordt op deze manier de aanwezige sterkte van de klei meegenomen en geeft dit een meer realistische schematisering. Deze waarde wordt toegepast op de gehele toplaag van het dijklichaam, inclusief buitentalud.

N.B. in de VO-berekening wordt geen onderscheid gemaakt tussen klei- en leeflaag.

Aanvulmaterialen

Het ontwerp in het VO gaat uit van het aanvullen met klei (lokaal of aan te leveren). In de basis wordt dus geen zand gebruikt, tenzij het reeds in de dijk aanwezig is. In dat geval wordt in afstemming met het waterschap gekeken of herverdeling, drainage of verwijderen wenselijk is en toekomstbestendig (uitbreidbaar) kan worden ingepast.

Voor de eigenschappen van het versterkingsmateriaal zijn de parameters ingeschat op basis van NEN tabel 2b [13] en SH Macrostabieleit [11], zie Tabel 4-2. De grond die vrijkomt van project MeMa is van verschillende kwaliteit en variëren de sterkteparameters. Aangegeven is dat de grond minimaal aan de parameters die zijn aangegeven bij "Dijkmateriaal klei, versterking" voldoet. In het VO is geen onderscheid gemaakt in ophoogmaterialen.

Tabel 4-2 Sterkteparameters ophoogmateriaal

Grondsoort	Gedraineerd/ ongedraineerd	γ_{sat} [kN/ m ³]	γ_{dr} [kN/ m ³]	ϕ_{kar} [°]	POP _{kar} [kPa]	m _{kar} [-]	S _{kar} [-]	Kleur-code
Dijkmateriaal klei, versterking	Gedraineerd	17,0	17,0	29,0	-	-	-	#AA3399
Grond MeMa	Gedraineerd	17,0	17,0	29,0	-	-	-	#AA3399

In de verkenning is geen onderscheid gemaakt tussen sterkte van de grond onder de dijk en het achterland (POP-waarden). In de RVO-fase zijn gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd. Op basis hiervan is het uitgangspunt vastgesteld dat er geen onderscheid gemaakt wordt tussen de sterkte van de grond onder de dijk en het achterland. Een uitwerking hiervan is opgenomen in Bijlage C.

4.5.2 Zettingsparameters

Voor de zettingsvoorspellingen wordt gebruik gemaakt van het Isotachenmodel in D-Settlement. De zettingsparameters zijn overgenomen van het project Meanderende Maas, zie Tabel 4-3 [49].

Tabel 4-3 Zettingsparameters Isotachenmodel [49]

Grondlaag	A [-]	B [-]	C [-]	c _v * [m/s ²]
Dijkmateriaal zand	0,002	0,006	0	gedraineerd
Klei siltig/zandig - Echteld	0,006	0,047	0,001	5 x 10 ⁻⁸
Klei - Echteld	0,008	0,104	0,004	1 x 10 ⁻⁸
Klei, sterk humeus - Echteld	0,045	0,148	0,007	1 x 10 ⁻⁸
Veen	0,045	0,148	0,007	1 x 10 ⁻⁷
Zand, kleilig - Echteld	0,002	0,006	0	gedraineerd
Zand - Echteld	0,002	0,006	0	gedraineerd
Zand - Kreftenheye	0,001	0,018	0	gedraineerd
Zand/grindig - Kreftenheye	0,001	0,018	0	gedraineerd

* cv-waarde kent een grote spreiding. Daarom is de waarde afgeleid op basis van engineering judgement.

Voor de zettingsvoorspellingen wordt gebruik gemaakt van het NEN-Bjerrum Darcy Linear model in D-Settlement. De zettingsparameters voor de verschillende materialen zijn gebaseerd op NEN 9997-1:2016,

Tabel 2.b [13], waarbij op basis van de volumegewichten een koppeling is gemaakt met de zettingsparameters. De POP-waarde is overgenomen van de stabiliteitsberekening in dit dijkvak en is daarmee afkomstig uit de proevenverzameling [57]. De beschreven waardes zijn overgenomen uit de vorige fase en vergeleken met MeMa. Aanbevolen wordt om met het beschikbaar komen van aanvullend onderzoek ook de hier gemaakte aannamen na te lopen.

Tabel 4-4 Zettingsparameters behorende bij de toegepaste grondsoorten [43]

Grondsoort	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c_v [m ² /s]	RR [-]	CR [-]	C_α [-]	POP [kPa]
Klei Dilatant	19,20/19,20	1,00E-05	0,03	0,092	0,003	0,00
Klei Contractant	17,80/17,80	3,00E-08	0,038	0,115	0,004	7,00
Dijkmateriaal	19,80/19,80	3,00E-08	0,038	0,115	0,004	0,00
Zand	18,00/20,00	5,00E-02	0,001	0,005	0,00	0,00

4.5.3 Plaxis

De parameters die in Plaxis-berekeningen worden toegepast worden beschreven in hoofdstuk 11.

5. Hydraulische uitgangspunten

5.1 Polderpeilen

De Maas is een regenrivier en de afvoer wordt bepaald door regen in het stroomgebied (Frankrijk, België en Zuid-Nederland). Voorafgaand aan een hoge afvoer in de Maas is er daarom normaliter een regenperiode in het ontwerpgebied. Dit is een reden om onder normomstandigheden als uitgangspunt het grondwaterniveau gelijk te stellen aan het maaiveldniveau. Aanvullend hierop is overal in het achterland tijdens hoogwater sprake van kwelwater. Dit komt door de aanwezigheid van het dikke zandpakket dat onder de deklaag ligt. Hierdoor is het gereguleerde polderpeil lastiger te handhaven.

Onder dagelijkse omstandigheden wordt, waar aanwezig, het vastgestelde polderpeil aangehouden. Deze waarden worden geverifieerd aan de hand van peilbuisdata. Waar geen polderpeil is vastgesteld worden de gegevens van de peilbuizen of resultaten uit het geohydrologisch model aangehouden.

5.2 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische belasting bestaat uit de waterstand bij de norm en de golfbelasting. De randvoorwaarden zijn, afhankelijk van het zichtjaar van de bepaalde functie, bepaald gebruikmakend van de database:

- "HOB2020_Cuijk-Ravenstein-Lith_2075.sqlite" voor zichtjaar 2075
- "HOB2020_Cuijk-Ravenstein-Lith_2125.sqlite" voor zichtjaar 2125

Het toe te passen klimaatscenario is W+. Voor groene keringen (dijklichamen) geldt het zichtjaar 2075. Voor kunstwerken en dijken waarbij een constructie de kerende hoogte levert geldt het zichtjaar 2125.

De gehanteerde uitgangspunten ten aanzien van de hydraulische randvoorwaarden zijn ongewijzigd ten opzichte van de verkenningsfase, in het VO is de toepasbaarheid van de resultaten uit de verkenningsfase geverifieerd [50].

6. Zettingen en bodemdaling

6.1 Autonome bodemdaling

Er zijn lokale effecten voor ieder gebied. Volgens het rapport “Bodemdaling in het rivierengebied” is de zetting en bodemdaling ter plaatse van de waterkering tot zichtjaar 2075 ongeveer 10 cm en tot zichtjaar 2125 circa 20 cm [26]. Door de dikke niet-zettingsgevoelige ondergrond kan de bodemdaling ook minder zijn. Er wordt een bodemdaling van 10 cm en 20 cm aangehouden voor respectievelijk zichtjaren 2075 en 2125. Dit uitgangspunt wordt onderschreven door “Bodemdaling in rivierengebied” [26].

6.2 Omgaan met zettingen in het ontwerp

Voor de toelaatbare zetting van de dijk tussen oplevering en profiel na vijftig jaar gelden de restzettingscompensaties zoals weergegeven in Tabel 6-1.

Tabel 6-1 Verwachte zetting na oplevering tot einde levensduur

Parameter	Waarde [cm]
Restzettingscompensatie (toelaatbare zetting dijk tussen oplevering en profiel na vijftig jaar (2075)) [63].	10
Restzettingscompensatie voor as-verschuivingen met ophogingen op maaiveld > 2,5 m na vijftig jaar	15

Bij oplevering wordt de kruin van de dijk 20 c.q. 25 cm hoger dan HBN aangelegd/afgewerkt. Bij oplevering worden de taluds afgewerkt op 1:3, tenzij flauwer nodig is vanuit spoor macrostabiliteit.

Voor kunstwerken die in het Pleistocene zandpakket worden gefundeerd hoeft geen rekening te worden gehouden met bodemdaling. In het geval van langsconstructies of kunstwerken zonder fundering moet afhankelijk van het object worden beschouwd of/hoe rekening wordt gehouden met zettingen.

7. Hoogte (GEB)

7.1 Faalkanseis bij doorsnedeniveau

De faalkanseis op doorsnedeniveau is afhankelijk van de norm en de faalkansruimte. Deze is in Tabel 7-1 afgeleid en leidt tot een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/41.667 per jaar.

Tabel 7-1 Normering GEB

Traject	Peis,norm [-]	Trajectlengte [km]	N [-]	Faalkansruimte [-]	Peis,dsn [-]
36-2	1/10.000	21	1	0,24	1/41.667

7.2 Zichtjaren

Voor hoogte wordt ontworpen conform de vereiste planperiode van paragraaf 2.1.2:

- Grondlichamen 2075.
- Nieuwe constructies 2125, hierbij biedt het *kader uitgangspunten dijkversterking*[38] de ruimte om de hoogte tot 2125 adaptief op te lossen. Dat wil zeggen dat kan worden gekozen voor een aanleghoogte op het zichtjaar 2075 (indien de hoogte voor 2125 voor de omgeving niet wenselijk is), waarbij de onderbouw geschikt is voor een versterking in 2125.
- Voor bestaande constructies is de minimale hoogte-eis zichtjaar 2075. Voor deze constructies wordt ook de hoogte bij het verwachte einde levensduur of 2125 bepaald zodat kan worden besloten of een LCC-benadering voor een afwijking wenselijk is.

7.3 Toelaatbaar overslag

In de verkenning [46] is de benodigde kruinhoogte in 2075 (grondrijk) bepaald voor verschillende hoeveelheden van overslag: 0,1, 1, 5 en 10 l/s/m'. Uit deze berekeningen (deterministisch en probabilistisch) volgt dat het systeem voornamelijk waterstand gedomineerd is. Dit houdt in dat een kleine verhoging in de waterstand zorgt voor een groot overslagdebiet.

In de verkenning is de keuze gemaakt om te ontwerpen met een overslagdebiet van 1 l/s/m'. Dit heeft het voordeel dat de kans op overslag klein is (maar ook niet uit te sluiten). Daardoor wordt er voorlopig van uitgegaan dat er geen aanvullende maatregelen nodig zijn aan de bekleding aan de binnenzijde (zowel aanleg als beheer). Zoals in paragraaf 8.5.3 is beschreven dient de impact van overslag te worden beschouwd met gevoeligheidsberekeningen. Advies is om dit met de nieuwe HOB en het geohydrologisch model uit te voeren.

7.4 Afleiding hydraulische randvoorwaarden

De methodiek en uitgangspunten om de hydraulische randvoorwaarden te bepalen is vergeleken met de verkenningfase niet gewijzigd. Sindsdien is een nieuwe versie van Hydra-NL verschenen. Ter verificatie van de waarden uit de verkenning en impact van de nieuwe software is een impactanalyse uitgevoerd, voor het gedeelte bij Grave, zie Bijlage A. De verschillen zijn zeer beperkt waardoor de hydraulische randvoorwaarden als bepaald in de verkenningfase worden gebruikt in de planuitwerkingsfase.

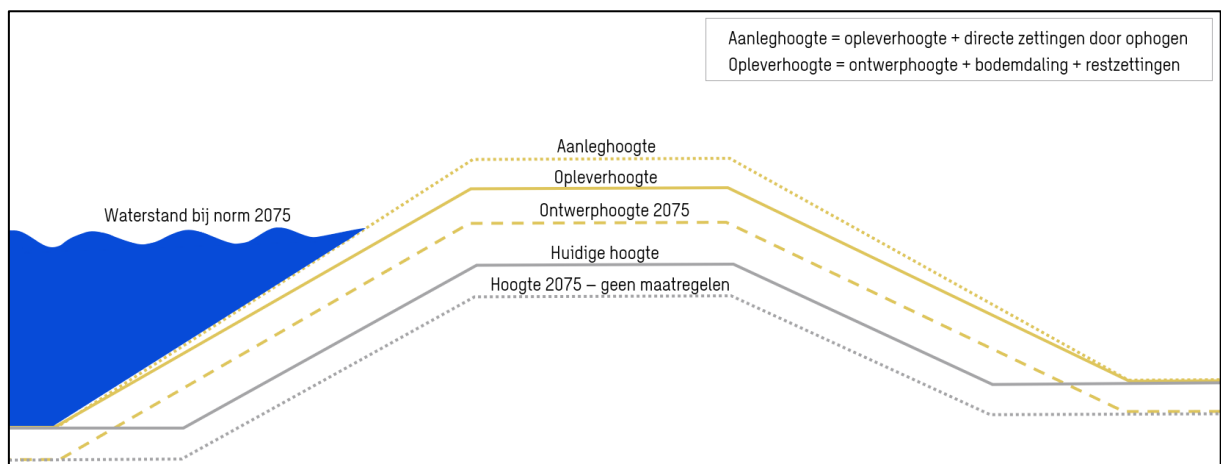
7.5 Hoogtebestand en bodemdaling

Er wordt een DTM opgesteld op basis van een combinatie van AHN4 met aanvullende invoergegevens. Dit is nader gespecificeerd in werkpakket 15. Autonome bodemdaling wordt opgenomen in de ontwerphoogte. Hierbij wordt, zoals toegelicht in paragraaf 6.1, een bodemdaling van 10 cm (2075) en 20 cm (2125) aangehouden.

7.6 Definities van hoogte van de kruin

Tussen aanleg, oplevering en eindsituatie zal de kruinhoogte door zettingen, bodemdaling en uitvoeringsaspecten verschillen. Om hier duidelijkheid in te scheppen worden de verschillende definities hier uitgeschreven en toegelicht wanneer welke term wordt toegepast.

- **Ontwerphoogte:** De ontwerphoogte is de vertaling van de eis waaraan moet worden voldaan bij einde levensduur. Deze hoogte is gelijk aan de eis (HBN). Deze situatie wordt gebruikt in de berekeningen.³
- **Opleverhoogte:** In de opleverhoogte moet rekening worden gehouden met het optreden van autonome bodemdaling en restzettingen tussen oplevering en einde levensduur. Om te voorkomen dat deze te groot worden is er een maximum gesteld aan de restzettingen die na oplevering mogen optreden, zie paragraaf 6.2. Het is de combinatie van de eis (HBN), bodemdaling en restzetting. De ontwerptekeningen en externe communicatie gaan uit van deze hoogte.
- **Aanleghoogte:** De aanleghoogte is de hoogte waarop de kruin per stap in de realisatie wordt aangelegd. Tijdens uitvoering treden processen als klink en directe zetting op. De partij die de realisatie uitvoert dient de aanleghoogte zo af te stemmen dat uiteindelijk bij oplevering wordt voldaan aan zowel de opleverhoogte als de restzettingseis. Het is de combinatie van de eis (HBN), bodemdaling, restzetting en primaire zettingen.



Figuur 7-1 Definities van hoogtes van de kruin

7.7 Ontwerputgangspunten en rekenlocaties

Locatiespecifieke uitgangspunten worden bij de ontwerp rapporten (op locatieniveau) toegelicht.

7.8 Kwaliteit graszode

In overeenstemming met de uitgangspunten uit de verkenningsfase wordt voor het binnen- en buitentalud uitgegaan van een gesloten zode. Op locaties waar medegebruik aan de binnenzijde wordt toegestaan of

³ Afhankelijk van het type berekening wordt bekeken hoe bodemdaling wordt meegenomen. In het geval een model minder geschikt is voor zettingen wordt gekozen om in plaats van de geometrie te laten zakken, de waterstanden te verhogen. Om vervolgens de eis vanuit HBN is tevens de kruinhoogte 10 cm verhoogd met bijbehorende schematisering van de rest van het ontwerpprofiel.

schaduw aanwezig is, kan worden aangenomen dat als gevolg van bomen, bruggen of andere objecten deze kwaliteit niet wordt gehaald en mag worden uitgegaan van open zoden.

7.9 Kleidikte kruin en binnentalud

De kruinhoogte is berekend op 1 l/s/m. Bij een overslagdebiet van meer dan 0,1 l/s/m moet er ter voorkoming van erosie een voldoende dikke kleilaag aanwezig zijn. Om 1 l/s/m toe te staan moet conform BOI Handleiding Overstromingskansanalyse – Dijken en Dammen deel 4 dijkerosie kruin en binnentalud [7] een minimale kleidikte van 0,4 m aanwezig zijn ter plaatse van de kruin en binnentalud.

Over een groot deel van het traject zal er binnenwaarts versterkt worden met klei of is er voldoende klei aanwezig. In dat geval zijn er geen aanvullende maatregelen nodig. Op strekkingen waar buitenwaarts versterkt wordt en het binnentalud ongemoeid blijft, is in het VO de minimale kleidikte van 0,4 m gecontroleerd. Indien onvoldoende informatie beschikbaar is om te beoordelen is voor deze locatie aanvullend grondonderzoek opgenomen in het grondonderzoeksplan. Indien er onvoldoende klei aanwezig is, moet voor de waterveiligheid het binnentalud ook versterkt worden. De volgende werkzaamheden dienen dan uitgevoerd te worden:

- Toplaag binnentalud verwijderen
- Deel van het zand weghalen (tot een diepte van 70 cm t.o.v. huidig talud)
- Aanbrengen van 40 cm klei
- Terugbrengen van toplaag/teelaarde (dikte van 30 cm)

Dus de geometrie van het binnentalud verandert hierdoor niet.

De minimaal benodigde kleidikte voor het buitentalud is beschreven in H10.2.

8. Stabiliteit (STBI & STBU)

8.1 Faalkanseis bij doorsnedeniveau

De faalkanseis op doorsnedeniveau is afhankelijk van de norm, de faalkansruimte en het lengte-effect. De default-factoren voor het lengte-effect zijn gehanteerd:

- een factor 'a' van 0,033, deze factor verdisconteert;
- het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de instabiliteitskans van de ring;
- aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken;
- een representatieve lengte van 50 meter voor dit faalmechanisme.

Voor de conditionele faalkans voor STBU heeft WSAM een waterschapbrede aanpak opgesteld. Hierbij wordt uitgegaan van een kering die na afschuiven na een hoogwater nog enige sterkte heeft om bij een volgend hoogwater een overstroming te voorkomen. Er wordt geen rekening gehouden met herstel. Uit deze aanpak volgt een waarde voor de conditionele faalkans van 0,001. De afleiding van deze factor is nader toegelicht in de memo aanpak STBU [39] van WSAM.

Tabel 8-1 Normering Stabiliteit

Faalmechanisme	$P_{eis,norm}$ [-]	$P_{eis,inst}$ [-]	Trajectlengte [km]	N [-]	Faalkansruimte [-]	$P_{eis,dsn}$ [-]	$B_{eis, dsn}$ [-]
STBI	1/10.000	1,0	21,0	14,9	0,04	1/3.715.000	5,01
STBU	1/10.000	0,001	21,0	14,9	0,04	1/3.715	3,46

8.2 Partiële factoren

Voor het bepalen van de eis voor Stabiliteit zijn de volgende partiële veiligheidsfactoren gehanteerd.

8.2.1 Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor is voor de start van de verkenning gelijkgesteld aan 1,1 om de stapeling van veiligheid op veiligheid te beperken. In het RVO is de keuze voor een schematiseringsfactor van 1,1 nader onderzocht. Uit de bepaling (zie hoofdstuk 1 van Bijlage C) volgt dat bij de huidige manier van schematiseren de waarde van 1,1 gerechtvaardigd is.

8.2.2 Modelfactor

Bij het toepassen van het CSSM-materiaalmodel worden de modelfactoren volgens Tabel 8-2 gehanteerd.

Tabel 8-2 Modelfactoren CSSM

Rekenmodel	Modelfactor γ_d
Bishop	1,11
LiftVan	1,06
Spencer-Van der Meij	1,07

8.2.3 Materiaalfactor

Voor het CSSM-materiaalmodel worden materiaalfactoren aangehouden van 1,0 conform BOI [4]. Hierdoor zijn de karakteristieke waarden van de grondsterkteparameters gelijk aan de rekenwaarden.

8.2.4 Schadefactor

De schadefactor wordt bepaald aan de hand van de voorgeschreven methode uit het BOI [4]. Deze vergelijking geldt wanneer het CSSM-materiaalmodel wordt toegepast.

$$\gamma_n = 0,15\beta_{eis,dsn} + 0,41 \text{ met } \beta_{eis,dsn} = -\varphi^{-1}(P_{eis,dsn})$$

Uitgaande van een vereiste betrouwbaarheidsindex op doorsnedeniveau van 5,01 voor STBI en 3,46 voor STBU (volgens Tabel 8-1) levert dit een schadefactor op van respectievelijk 1,16 en 0,93 indien er geen overslag plaatsvindt.

8.2.5 Overslag

Uitgangspunt is dat wordt ontworpen met een hoogte behorende bij een overslagdebiet van 1 l/s/m'. Het effect van overslag is opgenomen als een scenario in de afleiding van de schematiseringsfactor. Daarmee zijn geen aanvullende berekeningen nodig ten aanzien van overslag en is er geen schade.

8.3 Benodigde stabiliteitsfactor

De verschillende partiële veiligheidsfactoren resulteren in een eis uitgedrukt in één veiligheidsfactor en zijn weergegeven in Tabel 8-3 in het geval van geen golfoverslag.

Tabel 8-3 Overzicht partiële veiligheidsfactoren met vereist stabiliteitsfactor

Rekenmodel	Schadefactor	Schadefactor	Modelfactor	Schematiserings- factor	γ_{eis} STBI	γ_{eis}
	STBI	STBU	γ_d			STBU
Bishop	1,16	0,93	1,11	1,1	1,42	1,14
LiftVan	1,16	0,93	1,06	1,1	1,35	1,09
Spencer-Van der Meij	1,16	0,93	1,07	1,1	1,37	1,10

8.4 Optimalisatiemogelijkheden STBU

Alle vakken worden beoordeeld volgens de methodiek als beschreven in de Memo STBU [39]. Macrostabiliteit buitenwaarts kan gezien worden als een indirect faalmechanisme omdat er na afschuiven nog een hoogwatersituatie moet optreden voordat er sprake is van overstroming. Indien niet wordt voldaan aan de stabiliteitseis is in de Memo STBU [39] de vervolganalyse toegelicht waarbij de eis voor STBU lokaal wordt aangescherpt, op basis van de terugkeertijd van een tweede hoogwatergolf bij een gereduceerde kruinhoogte. Als aan deze analyse niet wordt voldaan worden geen verdere vervolganalyses uitgevoerd en is een opgave t.a.v. STBU.

8.5 Waterspanningen

De waterspanningen zijn bepalend voor de sterkte van grondlichamen. Hierbij worden twee type waterspanningen onderscheiden:

- freatisch;
- stijghoogtes.

Hierbij moet onderscheid worden gemaakt tussen de volgende omstandigheden:

- dagelijks;
- maatgevend hoogwater;

- snelle daling van buitenwaterstand (Peil na val, STBU);
- maximum peil waarbij verkeersbelasting kan optreden;
- * maximum toelaatbaar peil uitvoering.

* De voorwaarden voor waar deze aan moeten voldoen (bijvoorbeeld terugkeertijd) dienen nog nader te worden afgestemd. In het VO wordt in eerst instantie ontworpen op de eerste vier situaties.

Binnen het project Cuijk-Ravestein is een geohydrologisch model opgezet met als doel om meer inzichten te verkrijgen voor zowel het voorland, de kering als het achterland. In de VO-fase is gebruik gemaakt van dit model om het doorlatend vermogen (kD) van het watervoerende pakket af te leiden. Met deze waarden zijn de doorlatendheid en dikte van het watervoerende pakket bepaald, dit is nader toegelicht in paragraaf 9.4.4. Het geohydrologische model wordt in de VO-fase niet gebruikt voor het bepalen van de waterspanningen tijdens hoog water. Reden hiervoor is dat het model bij start van de VO-fase nog niet voldeed aan de toepassingseisen. Voor de kalibratie van het geohydrologisch model worden de stijghoogtes in het gebied gemonitord. De waterspanningen worden in de VO-fase bepaald gebruikmakend van de vigerende schematiseringshandleidingen en technische richtlijnen.

8.5.1 Dagelijkse freatische lijn

De dagelijkse freatische lijn wordt afgeleid uit het (concept) geohydrologisch model. De waarden uit het model worden gestaaft met de polderpeilen (peilbesluit) en waar beschikbaar de gegevens van de peilbuizen.

Eventueel kunnen ook de waterspanningen uit boringen en sonderingen worden geraadpleegd, echter zijn er geen gegevens beschikbaar over de condities ten tijde van het grondonderzoek en daarmee wordt impliciet aangenomen dat dit onder dagelijkse omstandigheden heeft plaatsgevonden.

Onder het dijklichaam vindt opbolling in de grondwaterstand plaats. Als uitgangspunt is gesteld dat de hoogte van de grondwaterstand onder het dijklichaam gelijk is aan de hoogte van het maaiveld naast het dijklichaam.

8.5.2 Freatische lijn WBN

Schematisatie freatische lijn STBI

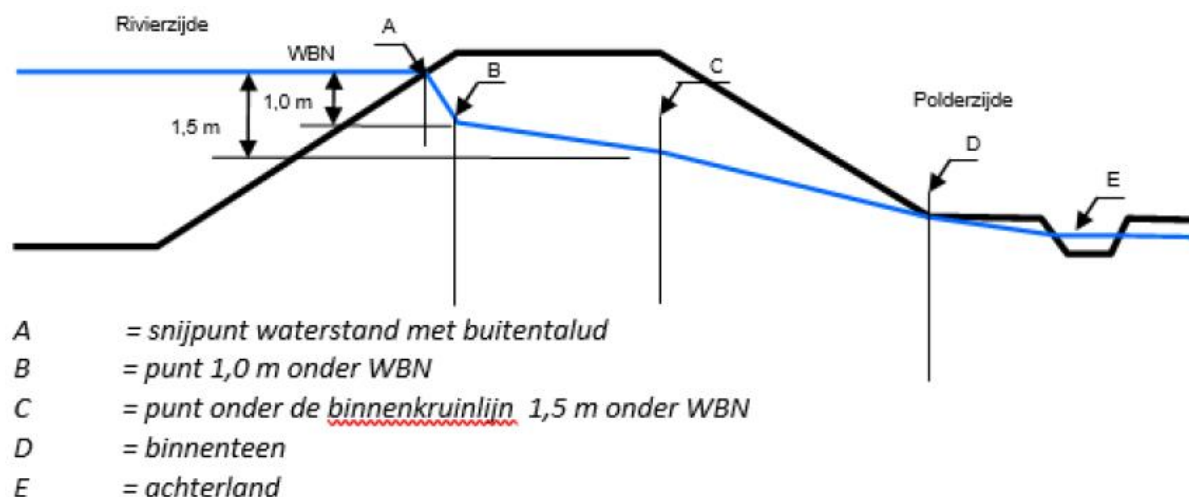
In de verkenning is in de basis gebruik gemaakt van de TRWD [20] voor het schematiseren van de freatische lijn. Gedurende de verkenning is extra data van peilbuizen beschikbaar gekomen, voorwaarde voor het toepassen is dat significant hoogwater is gemeten. In het VO wordt aangesloten op de schematisering van de verkenning, waarbij wordt beschouwd of op basis van nieuw ingewonnen peilbuisgegevens een aanscherping mogelijk is.

De schematisering is afgeleid uit het Technische Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD) [20]. Op basis van het grondonderzoek[58] blijkt dat het dijkmateriaal langs het traject afwisselend is opgebouwd uit zand en klei en dat er altijd sprake is van een kleideklaag onder de dijk. Om deze reden zijn er twee situaties beschouwd:

- kleidijk op een klei-ondergrond;
- zandkern met kleiafdekking en klei-ondergrond.

Kleidijk op klei-ondergrond

De freatische lijn vanaf het buitentalud tot een niveau WBN -1,0 m in de buitenkruinlijn. Vervolgens is een afname van 0,5 m in de binnenkruinlijn gehanteerd. Vanaf de binnenkruinlijn loopt de freatische lijn lineair tot aan de binnenteen, zie Figuur 8-1.



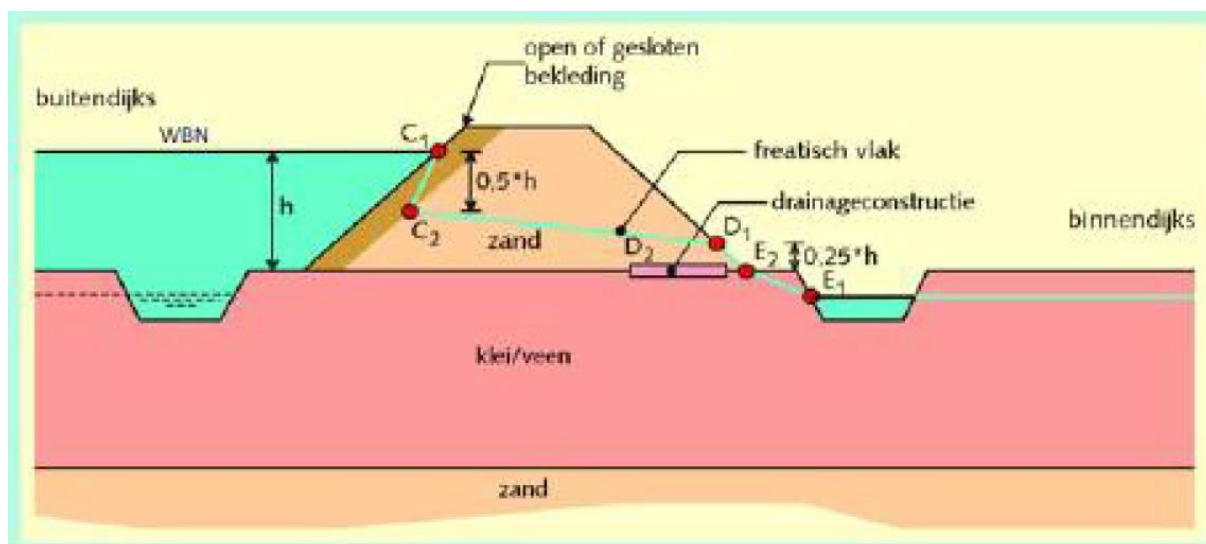
Figuur 8-1 Schematisering freatische lijn bij kleidijk voor STBI (figuur overgenomen uit TUN MeMa)

Bij aanwezigheid van een binnenberm wordt het verloop van de freatische lijn lineair verondersteld tussen de insteek van de berm en de bermteen.

Zandkern met kleiafdekking en klei-ondergrond

Let op, aan binnenzijde zit vaak ook een kleilaag. Indien deze situaties aanwezig zijn kijken hoe we dit kunnen aanscherpen met geohydrologisch model en peilbuizen.

Bij de bepaling van de freatische lijn wordt onderscheid gemaakt tussen de types dijkbekleding op het buitentalud, te weten 'open bekleding' of 'gesloten bekleding'. Een kleilaag met een dikte kleiner dan 1,5 m dient vanwege natuurlijke structuurvorming als een open bekleding te worden beschouwd. Het freatisch vlak dient bij een 'open' bekleding lineair verlopend van punt C1 naar D1 of D2 (afhankelijk van aanwezigheid drainage) te worden aangenomen, zie Figuur 8-2 en de TRWD [20]. In geval van een 'gesloten' bekleding wordt de freatische lijn geschematiseerd als weergegeven in Figuur 8-2.



Figuur 8-2 Schematisering freatische lijn bij zanddijk met kleiafdekking voor STBI

8.5.3 Golfverslag

Golfverslag kan leiden tot een verhoogde freatische lijn in de dijk en daarmee de macrostabiliteit ongunstig beïnvloeden. Vanaf een kritiek overslagdebiet hoger dan 1 l/s/m' dient te worden gerekend met een verzadigde dijk.

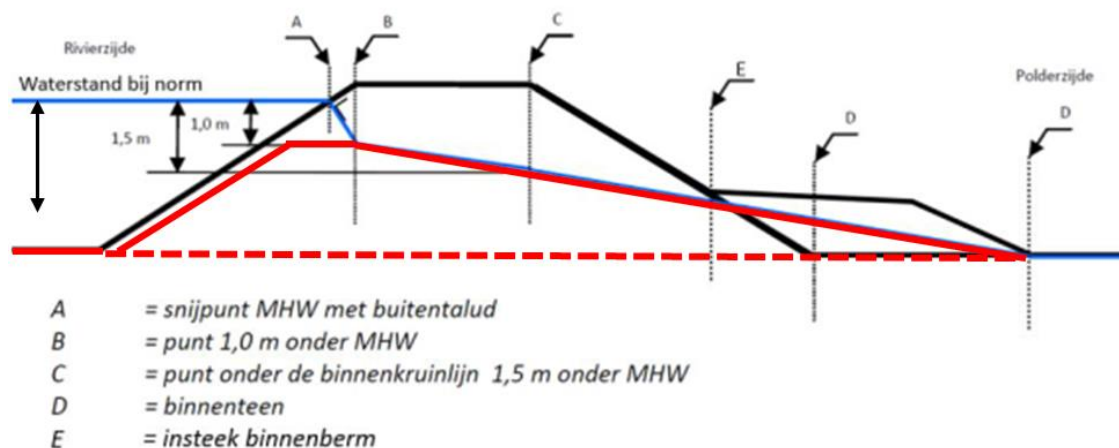
In de verkenning is onderzocht wat de meest geschikte ontwerprandvoorwaarden zijn. Uit de analyse van de hoogte volgt het advies om te ontwerpen op 1 l/s/m' of minder. Bij bepaling van de schematiseringsfactor is een scenario opgenomen voor golfverslag/ verzadigde dijk, zie hoofdstuk 1 bijlage D. Uit de afleiding van de schematiseringsfactor volgt dat golfverslag in de schematiseringsfactor verdisconteerd kan worden. Er hoeven dus aanvullende lokale berekeningen te worden uitgevoerd met golfverslag/verzadigde dijk.

Advies om bij beschikbaarheid nieuwe HOB ook te beschouwen wat de gevoeligheid voor het scenario met meer overslag is. Verwachting is dat het geohydrologisch model dan ook kan worden gebruikt om ook de mate van verzadiging te bepalen.

8.5.4 Schematisering freatische lijn en stijghoogte STBU

De waterlijnen worden geschematiseerd volgens de memo Aanpak STBU binnen dijkversterkingsprojecten [40] van Waterschap Aa en Maas. De waterspanning kan in eerste instantie worden overgenomen uit de standaardverlopen uit BM-macrostabiliteit. Deze methode vereenvoudigt het verloop aan de hand van een buitenwaterstand (WBN) en basisgeometrie van de dijk (kruin en teen). Aan de binnendijkse zijde van de buitendijkse kruinlijn is de freatische lijn gelijk aan STBI. Buitendijks verloopt de freatische lijn horizontaal tot 30 cm loodrecht onder het maaiveld. Vervolgens wordt het maaiveld gevolgd tot de buitenteen. Dit houdt in dat de val na hoogwater geen maximum kent en altijd naar de buitenteen zal vallen. Op basis van peilbuizen, waterstandmeetpunten en standaardafvoergolven in het gebied is dit een aannemelijk tot conservatief uitgangspunt [39].

De stijghoogte in het watervoerend pakket verloopt lineair tussen de buitenteen (hoogte val na hoogwater) en het polderpeil binnendijks. Dit is een optimistisch uitgangspunt doordat er na-ijling van de stijghoogte zal zijn. Bij een optimalisatie van de freatische lijn moet hier rekening mee gehouden worden. De waterspanningen in de dijk zijn hydrostatisch tussen de freatische grondwaterstand en de stijghoogte. In het watervoerend pakket is de waterspanning ook hydrostatisch maar uitgaande van de stijghoogte. Het verloop is weergegeven in de volgende figuur [39].



Figuur 8-3 Schematisering freatische lijn STBU [39]

8.5.5 Stijghoogte zandlagen WBN

Voor het schematiseren van het stijghoogteverloop in de zandlagen tijdens WBN wordt het stijghoogteverloop volgens het TRWD toegepast [20]. Er wordt hierbij van uitgegaan dat het TRWD een conservatief stijghoogteverloop schematiseert. Indien aanvullende peilbuismetingen beschikbaar zijn, wordt deze waarde indien mogelijk aangescherpt. Naast het WBN is de doorlatendheid van de zandlaag en de voorlandlengte die meegenomen mag worden belangrijke input voor de bepaling van het stijghoogteverloop volgens het TRWD. Welke doorlatendheid en voorlandlengte aangehouden dient te worden voor de bepaling van het stijghoogteverloop wordt nader toegelicht in respectievelijk 9.4.4 en 9.4.7.

De voorlandlengte wordt gelijk aan fictieve voorlandlengte STPH aangehouden als uitgangspunt, tot het geohydrologisch model gereed is.

In de VO2.0-fase is een impactanalyse uitgevoerd waarbij een vergelijking is gemaakt met de gehanteerde uitgangspunten voor de bepaling van de stijghoogte met het geohydrologisch model. Hieruit is gebleken dat de gehanteerde stijghoogtes conservatief zijn. Daarmee is aan het doel van de VO-fase, bepaling van het maximale ruimtebeslag, voldaan. Mogelijke optimalisaties van de stijghoogte kunnen in de DO-fase meegenomen worden. De onderbouwing van de impactanalyse wordt in de VO+ fase opgeleverd.

8.5.6 Grenspotentiaal

De stijghoogte aan de onderzijde van de slecht doorlatende deklaag kan niet groter zijn dan het gewicht van de deklaag. Als deze groter is dan het gewicht zal de deklaag opbarsten waarbij de stijghoogte zijn spanning gedeeltelijk verliest. De stijghoogte die bij de aanwezige deklaag maximaal kan optreden wordt aangeduid als de grenspotentiaal. De grenspotentiaal is van belang voor het faalmechanisme macrostabiliteit en het deel-faalmechanisme opbarsten bij piping. In de hoofdstukken van de faalmechanismes wordt toegelicht hoe met deze factoren wordt omgegaan.

8.5.7 Verloop waterspanningen en indringingslengte

De bovenste grondlaag van de kering, waaronder de kern van de dijk, wordt volledig beïnvloed door de freatische lijn in de kern. De zandlaag onder de deklaag wordt volledig beïnvloed door de stijghoogte in deze zandlaag. Ter plaatse van de slecht doorlatende deklaag geldt een harde overgangszone tussen deze waterspanningen. Veiligheidshalve wordt aangenomen dat het tijdsafhankelijke effect hier dermate snel optreedt dat er nog geen aanpassingen in de waterspanning zit in de kleilaag.

8.6 Maatgevend glijvlak

Bij STBI worden alleen glijvlakken beschouwd die direct tot falen van de waterkering en dus tot een overstroming leiden. Hierbij wordt uitgegaan van een glijvlak dat de kruin of de bovenste helft van het talud doorsnijdt.

Voor de dijkvakken waarbij er geen hoogteopgave is bij een overslagdebiet van 1 l/s/m' en het dijkmateriaal uit klei bestaat kan het maatgevend glijvlak conform KPR [24] worden geoptimaliseerd.

Voor STBU geldt dat kleine afschuivingen die het waterkerend vermogen van de waterkering niet aantasten niet worden meegenomen. In D-Stability wordt een minimale cirkeldiepte van 1,0 meter gehanteerd.

8.7 Opbarsten

De controle op opbarsten wordt uitgevoerd conform BOI [4]. De veiligheidsfactor voor opbarsten van de deklaag voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts dient minimaal gelijk te zijn aan 1,2, een lagere veiligheid kan leiden tot opbarsten.

Als de opbarstveiligheid lager is dan 1,2 wordt bij deklagen dunner dan 4 m gerekend zonder geotechnische sterkte van de opbarstzone, de ϕ' of S zijn dan gelijk aan 0. Het volumegewicht wordt wel behouden. De breedte van de opbarstzone bedraagt 3x de deklaagdikte zodat de glijcirkel zeker door deze zone gaat, ook bij dunne deklagen. Indien de deklaag dikker is dan 4 m wordt geen opbarstzone toegepast.

Wanneer de opbarstveiligheid lager is dan 1,0 wordt naast de sterktereductie in de opbarstzone de grenspotential voor de stijghoogte aangehouden.

N.B. bovenstaande is alleen van toepassing voor het faalmechanisme STBI, dit is niet toepasbaar voor STPH.

8.8 Dimensies versterking

De eisen volgend uit de Kader Uitgangspunten Dijkversterking [38] en Basis Specificatie Dijken (BSD)[39] worden toegepast als basis voor de versterking. Deze eisen worden verder toegelicht in PvA WSB.4. De volgende dimensies van de versterkingsoplossing worden gehanteerd:

- Stabiliteitsberm:
 - o Breedte berm in stapgrootte van 0,5 m;
 - o Hoogte van de kruin van de berm in stapgrootte van 0,1 m;
- Taludverflauwing in stapgrootte 1:halve getallen (talud 1:3,5, 1:4, 1:4,5, 1:5, etc.).

8.9 Restbreedtemethode

Tijdens de verkenning zijn de dijkvakken met een tuimeldijk beoordeeld met de methode tweede afschuiving volgens de KPR Factsheet “Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme Macrostabiliteit Binnenwaarts” d.d. 20-12-2018 [27] en Rode draden nr. 3 –Werkwijze falen door macrostabiliteit [32]. Het project Meanderende Maas heeft de rode-draden-aanpak projectspecifiek gemaakt. De methode tweede afschuiving bestaat uit twee stappen, namelijk:

Stap 1: snelle en veilige beoordeling op restbreedte. Bij deze methode wordt uitgegaan van het normglijvlak en een recht verondersteld afschuifvlak van de tweede afschuiving, waarna voldoende restkruinbreedte dient te resteren. Deze snelle en veilige beoordeling op restbreedte wordt aangeduid met de afkorting (RB).

Stap 2: als de beoordeling onder stap 1 niet leidt tot goedkeuring van het dijkvak op STBI, wordt de herbeoordeling voortgezet met de projectspecifiek gemaakte aanpak volgens rode draden nr. 3 [32]. Voor het DO-ontwerp is de aanpak nog als volgt bijgesteld ten opzichte van het VO: voor het initiële afschuifvlak wordt gezocht naar de glijcirkel met een $SF = 1,0$ in plaats van het maatgevende glijvlak. Deze gedetailleerde tweede afschuivinganalyse wordt aangeduid met de afkorting (AF).

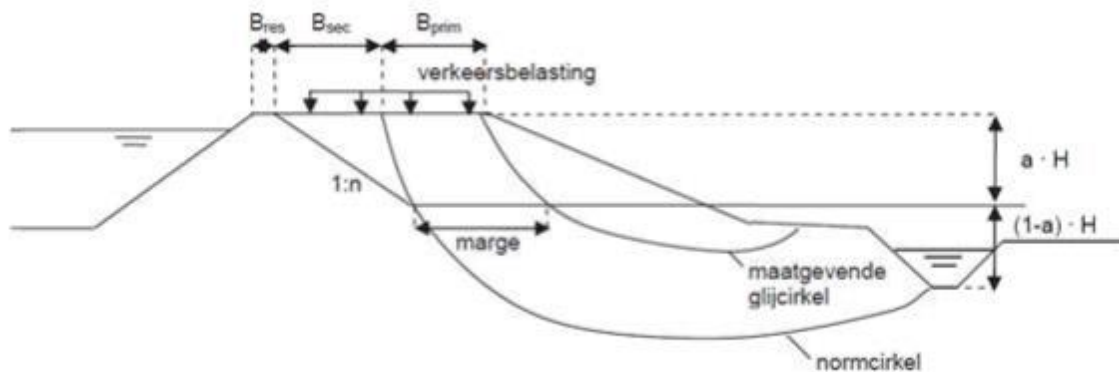
Op basis van de laatste inzichten bij MeMa is stap 2: de gedetailleerde tweede afschuivinganalyse (AF) komen te vervallen en wordt niet nader toegelicht.

Uitwerking stap 1) RB

In deze paragraaf is de aanpak beschreven voor het vaststellen van de glijvlakken die leiden tot een overstroming waarbij in het ontwerp – onderbouwd – rekening wordt gehouden met reststerkte na een initiële afschuiving. Het restprofiel dat overblijft na een eerste (initiële) afschuiving kan falen door een tweede, veelal

kleinere afschuiving. Bij het intredepunt van de eerste afschuiving is namelijk een steil talud ontstaan dat langs een recht of een gebogen schuifvlak opnieuw kan afschuiven.

De beoordeling of een tweede afschuiving leidt tot een zodanig falen van het restprofiel dat verlies van het waterkerend vermogen optreedt, dient uitgevoerd te worden met de waterstand bij norm. Daarbij geldt een minimaal benodigde restbreedte van de kruin (B_{res}) van 1,5 m (vanwege de onzekerheid met betrekking tot het intredepunt van het glijvlak). Deze wordt bepaald door de combinatie van de (Uplift Van) normcirkel van de eerste afschuiving en het recht veronderstelde afschuifvlak van de tweede afschuiving (zie Figuur 8-4). De normcirkel wordt verkregen door het toepassen van een forbidden line op hoogte $0.7H$ die begint op het binnentalud en stapje voor stapje richting kruin wordt uitgebreid tot de normcirkel met normveiligheid ($SF = 1,35$) is gevonden.



Figuur 8-4 aanpak restbreedte

Waarbij:

- $B_{res, eis} \geq 1,5$ m bij beoordeling van de huidige situatie (op locaties waar geen nieuwe berm wordt aangelegd). Hiervoor wordt verwezen naar KPR factsheet 'Relevant glijvlak' [27].
- $B_{res, eis} \geq 3,0$ m bij bermontwerp, bij ontwerp is de eis strenger omdat je met een relatief beperkte ingreep (geringe verlenging van de berm) een veiliger ontwerp kunt realiseren.
- $B_{res, eis}$ wordt om praktische redenen geverifieerd op het niveau van aanleghoogte kruin of huidige kruinhoogte daar waar geen hoogte-opgave is. Dit is een veilige aanpak omdat de eis in principe geldt op het niveau van HBN 1,0 l/s/m 2075. Voor de gehanteerde maat van 3,0 m wordt verwezen naar Leidraad Rivieren (deel 3, par. 2.2.3 pagina 147) [34].
- $n =$
 - 2 voor klei;
 - 4 voor veen en zand (los tot vastgepakt);
 - 7 voor zeer losgepakt zand (in verband met vloeien).
- $a = 0,3$ Voor de onderbouwing van deze waarde wordt verwezen naar Tabel 2 van Technisch Rapport Actuele Sterkte van dijken (TRAS) [21]. In TRAS wordt uitgegaan van $a = 0,5$.
- $a = 0,3$ is een veiligere aanpak (meer aandrijvend gewicht).
- H = hoogteverschil tussen intredepunt cirkel en uitredepunt cirkel.

9. Piping (STPH)

9.1 Faalkanseis bij doorsnedeniveau

De faalkanseis op doorsnedeniveau is afhankelijk van de norm, de faalkansruimte en het lengte-effect. De default-factoren voor het lengte-effect voor dijktraject 36-2 zijn gehanteerd, conform de 'Handleiding Overstromingskansanalyse Dijken/Dammen deel 2 piping' [5]:

- een fractie van 0,90 van het traject dat gevoelig is voor piping;
- een lengte van 300 meter waarmee gerekend mag worden met equivalente en onafhankelijke vakken.

Tabel 9-1 Normering STPH

Traject	$P_{eis,norm}$ [-]	Trajectlengte [km]	N [-]	Faalkansruimte [-]	$P_{eis,dsn}$ [-]	$B_{eis, dsn}$ [-]
36-2	1/10.000	21,0	64	0,24	1/2.666.667	4,95

Voor de drie deelfaalmecanismen zijn de partiële veiligheidsfactoren bepaald conform het OI2014v4 (de vergelijkingen 4.5, 4.9 en 4.12 uit "Handleiding ontwerpen met overstromingskansen" [2]). De resultaten zijn in Tabel 9-2 opgenomen.

Tabel 9-2 Partiële veiligheidsfactoren STPH

Partiële factor	Symbool	Waarde [-]
Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme piping	γ_{pip}	1,31
Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme opbarsten	γ_{up}	1,71
Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme heave	γ_{he}	1,30

9.2 Schematiseringsfactor

In de verkenningfase is als eerste waarde een schematiseringsfactor van 1,1 gehanteerd. In het RVO is de keuze voor een schematiseringsfactor van 1,1 nader onderzocht. Uit de bepaling (zie hoofdstuk 2 van Bijlage C) volgt dat bij de huidige manier van schematiseren de waarde van 1,1 gerechtvaardigd is.

9.3 Interactie stabiliteit en piping

In de berekeningen is de afstand tussen intredepunt en binnenteen een belangrijke parameter. Het ontwerp voor andere faalmecanismen kan leiden tot een langere kwelweg.

Indien deze wijzigt ten gevolge van het ontwerp kan dit een positief effect hebben op de pipingopgave. Bij wijziging van de locatie van de binnenteen dient een hercontrole van STPH uitgevoerd te worden.

9.4 Parameterbepaling

9.4.1 Hydraulische randvoorwaarden

De ontwerpwaterstand bij de normfrequentie van 1/10.000 (WBN) wordt gebruikt als buitenwaterstand in de pipinganalyses.

9.4.2 Polderpeil

De grondwaterstand in het achterland wordt volgens paragraaf 5.7 bepaald. In aanvulling hierop wordt voor piping de volgende richtlijn gehanteerd: het waterpeil behorend bij een volle kwelsloot is gelijk aan de hoogte van de laagste oever van de sloot (ten opzichte van NAP) binnen het dijkvak.

9.4.3 Deklaagdikte

De deklaagdikte in het voor- en achterland wordt per vak bepaald aan de hand van de beschikbare (hand)boringen, sonderingen en elektromagnetisch (EM) onderzoek [17][31]. Indien niet voldoende grondonderzoek beschikbaar is, wordt aanvullend de dikte van de deklaag geschematiseerd op basis van gegevens uit GeoTOP (bij de binnenteen) in combinatie met AHN4 (maaiveldniveau bij de binnenteen). De maatgevende deklaagdikte, voor STPH is dit de dunste deklaagdikte, wordt toegepast in de berekeningen. Deze methode is voor alle vakken toegepast.

9.4.4 Dikte en doorlatendheden zandlaag

De dikte (D) en doorlatendheid (k) van het watervoerende pakket (WVP) zijn bepaald aan de hand van de methodiek zoals deze is toegepast bij dijkversterking Meanderende Maas. Hiermee is gekozen om af te wijken van de waarden van de verkenning. Voor de doorlatendheid van het eerste watervoerende pakket wordt de hoogste doorlatendheid aangehouden, gelegen in de toplaag van het WVP. De kD-waarden zijn bepaald gebruikmakend van het (concept) geohydrologisch model waarbij de basis van het model het GRAM-model van WSAM is. De hoogste doorlatendheden liggen in modellaag 4, bestaande uit onder andere de formaties van Kreftenheije en Beegden. De dikte van het WVP is bepaald door de som van de kD's te delen door de hoogste doorlatendheid. Dit geeft een gecorrigeerde D terwijl de totale kD van het WVP gelijk blijft. Dit is de maatgevende situatie voor de pipingberekeningen, doordat de totale kD gelijk blijft kunnen deze waarden ook voor het stijghoogteverloop voor STBI gehanteerd worden.

$$D_{gecorrigeerd} = \frac{kD_{laag\ 1}}{k_{laag\ 4}} + \frac{kD_{laag\ 2}}{k_{laag\ 4}} + \dots + \frac{kD_{laag\ 19}}{k_{laag\ 4}}$$

Bij toepassing van de k-waarde in de Sellmeijer-berekeningen wordt een karakteristieke waarde gebruikt. Deze is bepaald op basis van een lognormale verdeling, uitgaande van een variatiecoëfficiënt van 0,5. Voor de bepaling van het stijghoogteverloop is uitgegaan van de gemiddelde waarden uit modellaag 4. Dit leidt tot de waarden voor de doorlatendheden voor STPH, STBI en dikte van het WVP als gegeven in Tabel 9-3. Aanvullend is contact gezocht met projecten WS Limburg en de gekozen kD vergeleken. De gekozen waarden zijn vergelijkbaar.

Tabel 9-3 Toegepaste doorlatendheid en dikte WVP

Dijkvak	k-waarde STPH [m/dag]	k-waarde STBI [m/dag]	Dikte WVP [m]
1	68,2	35,1	18,4
2	73,6	37,8	20,2
3 (keersluis)	-	-	-
4	85,9	44,2	19,9
5	95,3	49,0	20,6
6	104,1	53,5	21,7
7	108,6	55,8	21,9
8	117,2	60,2	21,3
9	128,7	66,2	20,2

Dijkvak	k-waarde STPH [m/dag]	k-waarde STBI [m/dag]	Dikte WVP [m]
10	145,5	74,8	19,3
11	111,2	57,1	15,2
12	240,9	123,8	16,9
13	282,1	145,0	16,5
14	270,9	139,3	17,0
15	243,2	125,0	19,3
16	228,2	117,3	21,8
17	229,7	118,0	22,5
18 (Grave)	-	-	-
19 (Grave)	-	-	-
20 (Grave)	-	-	-
21 (Grave)	-	-	-
22 (Grave)	-	-	-
23	258,2	132,7	23,9
24	266,5	137,0	22,3
25	260,7	134,0	22,3
26	247,0	126,9	23,5
27	201,8	103,7	13,7
28	159,3	81,9	14,2
29	145,0	74,5	14,4
30	120,3	61,8	13,5
31	110,9	57,0	12,4
32	141,1	72,5	11,6
33	154,9	79,6	11,8
34	162,6	83,6	11,5
35	164,2	84,4	9,7
36	174,6	89,7	13,2
37	185,0	95,1	15,8
38	188,8	97,1	16,6

9.4.5 Achterland

Per dijkvak wordt het maatgevende opbarstpunt voor piping bepaald. Hiervoor wordt in eerste instantie een opbarstlocatie bij de binnenteen beschouwd waarna tevens andere, op basis van expert judgement ingeschatte risicovolle locaties binnen het vak worden berekend ter bepaling van het maatgevende uittredepunt.

9.4.6 Korreldiameter

De 70-percentiel korreldiameter is bepaald op basis van enerzijds lokaal grondonderzoek en zeefkrommes en daarnaast gebruikmakend van het SOS. Het traject is opgesplitst in vijf secties, corresponderend met verschillen in de ondergrond of de hoeveelheid beschikbaar grondonderzoek. Voor een gedetailleerde toelichting voor de afleiding van de waarden wordt verwezen naar Bijlage D. De toegepaste waarden zijn gegeven in Tabel 9-4.

Tabel 9-4 Waarden d70 per dijkvak

Dijkvakken	Karakteristieke waarde [µm]	Oorsprong
Dijkvak 1	363	SOS
Dijkvak 2	363	SOS
Dijkvak 3	363	SOS
Dijkvak 4	363	SOS
Dijkvak 5	363	SOS
Dijkvak 6	363	SOS
Dijkvak 7	363	SOS
Dijkvak 8	363	SOS
Dijkvak 9	363	SOS
Dijkvak 10	363	SOS
Dijkvak 11	363	SOS
Dijkvak 12	363	SOS
Dijkvak 13	363	SOS
Dijkvak 14	363	SOS
Dijkvak 15	363	SOS
Dijkvak 16	363	SOS
Dijkvak 17	363	SOS
Dijkvak 18	363	Grave
Dijkvak 19	363	Grave
Dijkvak 20	363	Grave
Dijkvak 21	363	Grave
Dijkvak 22	363	Grave
Dijkvak 23	363	SOS
Dijkvak 24	363	SOS
Dijkvak 25	363	SOS
Dijkvak 26	363	SOS
Dijkvak 27	291	Grondonderzoek
Dijkvak 28	291	Grondonderzoek
Dijkvak 29	291	Grondonderzoek
Dijkvak 30	291	Grondonderzoek
Dijkvak 31	291	Grondonderzoek
Dijkvak 32	291	Grondonderzoek

Dijkvakken	Karakteristieke waarde [μm]	Oorsprong
Dijkvak 33	291	Grondonderzoek
Dijkvak 34	291	Grondonderzoek
Dijkvak 35	363	SOS
Dijkvak 36	363	SOS
Dijkvak 37	363	SOS
Dijkvak 38	363	SOS

9.4.7 Schematisering voorland

In overeenstemming met de verkenningsfase is indien een sloot/waterlichaam aanwezig is in het voorland op basis van het AHN4 gekeken hoe diep deze insnijdt in de deklaag. Indien de sloot insnijdt tot in het watervoerende pakket, wordt geen fictief voorland berekend en is de sloot het intredepunt. Indien er nog enige dikte van de deklaag aanwezig is onder de slootbodem ($D_{dek,sloot} < 1,5$ m) wordt deze dikte gebruikt om tot een fictief voorland te komen.

Weerstand door het voorland wordt in de methodiek cf. het BOI [5] expliciet meegenomen. Er dient altijd een controle uitgevoerd te worden of de pipe doorgroeit tot voorbij de buitenteen en kortsluiting kan maken onder het voorland. Om pipegroei onder het voorland toe te staan gelden aanvullende voorwaarden. De methodiek is uitgewerkt in BOI Handleiding Overstromingskansanalyse – Dijken en Dammen deel 2 Piping - Bijlage B [5].

Het voorland wordt geschematiseerd aan de hand van het AHN4. Het voorland dat meegenomen wordt in de analyse is begrensd door:

- de werkelijk aanwezige voorlandlengte;
- de fictieve voorlandlengte (op basis van de leklengte voorland).

De fictieve voorlandlengte is bepaald met onderstaande vergelijking:

$$L_{vl,fict} = \lambda \tanh\left(\frac{L_{vl}}{\lambda}\right), \text{ met } \lambda = \sqrt{k_z * D_z * \left(\frac{d_{dek}}{k_{dek}}\right)}$$

Waarin:

- L_{vl} : lengte van het voorland (m);
 $L_{vl,fict}$: fictieve lengte van het voorland (m);
 λ : leklengte van het voorland (m);
 k_z, k_{dek} : doorlatendheid van respectievelijk de zandlaag en de deklaag (m/dag);
 D_z, D_{dek} : dikte van respectievelijk de zandlaag en de deklaag (m).

De doorlatendheid van het voorland is door de droogstand onder dagelijks omstandigheden waarschijnlijk goed doorlatend[61]. In de berekeningen gedaan voor de optimalisatiescan 36-2[61] varieert de doorlatendheid van de deklaag tussen 0,1 en 0,7 m/dag. Als eerste inschatting wordt een doorlatendheid van 0,7 m/dag gebruikt om een leklengte te berekenen. Aan de hand hiervan kan een fictieve voorlandlengte worden bepaald.

Dit kan in een later stadium op basis van peilbuisdata geoptimaliseerd worden, indien peilbuisdata bruikbare informatie oplevert. Dit is bijvoorbeeld het geval bij een hoogwatersituatie zoals in 2021. Deze situatie wordt nu meegenomen in het geohydrologisch model welke in de volgende fase wordt gebruikt.

9.4.8 Verzadigd volumiek gewicht deklaag

Hiervoor wordt gebruikt gemaakt van de parameters bepaald door Fugro in de optimalisatiescan[61]. Hierin is per WBI-SOS-segment een gemiddelde waarde (μ) bepaald. De default-waarde voor de variatiecoëfficiënt ($VC = 0,05$), zoals genoemd in de SH Piping [12], wordt gebruikt om de karakteristieke waarde per segment te berekenen. In Tabel 4-1 is een overzicht van deze parameters.

9.5 Geohydrologisch model

Parallel aan de standaardwerkwijze voor piping wordt het geohydrologisch model van het gebied verfijnd met nieuwe data om ook in meer detail de keringen te beschouwen. De basis van dit model is het grondwatermodel van het beheersgebied van Waterschap Aa en Maas. Het model wordt aangescherpt op basis van lokaal grondonderzoek en gekalibreerd aan peilbuismetingen. Hierna volgt een stochastische rekenstap zodat het model gebruikt kan worden om sterkteberekeningen uit te voeren met betrekking tot de deelfaalmechanismen voor piping.

Zoals in paragraaf 8.5.5 aangegeven is in de VO2.0-fase een impactanalyse uitgevoerd waarbij een vergelijking is gemaakt met de gehanteerde uitgangspunten voor de bepaling van de stijghoogte met het geohydrologisch model. Hieruit is gebleken dat de gehanteerde stijghoogtes conservatief zijn. Daarmee is aan het doel van de VO-fase, bepaling van het maximale ruimtebeslag, voldaan. Mogelijke optimalisaties van de stijghoogte kunnen in de DO-fase meegenomen worden. De onderbouwing van de impactanalyse wordt in de VO+ fase opgeleverd.

9.6 Pipingmaatregelen

Als pipingmaatregel wordt in de basis uitgegaan van een filterconstructie. In de PUF is de voorkeursmaatregel voor piping een grofzand barrière (GZB) [56]. Een GZB wordt als maatregel toegepast tenzij:

- Een verticale constructie aanwezig is voor stabiliteit → deze maatregel dient dan tevens als pipingmaatregel
- De afstand tussen bebouwing is <30 m [56] én op deze locatie is geen stabiliteitsopgave → maatregel is een ongewapende soilmixwand (voorkeursoplossing VO)
- Buitenwaarts wordt versterkt → soilmix-wand ter plaatse van de huidige buitenteen.

9.6.1 Filterconstructies

De dimensies van de GZB is afhankelijk van lokale variaties in bodemopbouw en daarnaast van de voorziene uitvoeringsmethodiek- en onzekerheden. In het VO is één ontwerp aangehouden voor de GZB, in het DO wordt een lokaal ontwerp gemaakt. De samenstelling van het barrièrezand dient o.b.v. lokaal grondonderzoek afgeleid te worden en is in dit stadium niet bepaald.

Het ontwerp is opgesteld gebruikmakend van de waarden en uitgangspunten van de pilot in Gameren [37].

De volgende dimensies worden aangehouden voor de GZB:

- Diepte in pipinggevoelige zandlaag: 1,5 m
- Inkassing in deklaag: 1,0 m
- Breedte GZB: 1,0 m

De volgende toepassingscriteria en algemene uitgangspunten worden gehanteerd:

- Beschikbare werkstrook van minimaal 10 m;
- Toepasbare lengte minimaal 30 m;
- Tussen de opbarstlocatie en de GZB moet minimaal 5 m afstand zijn;

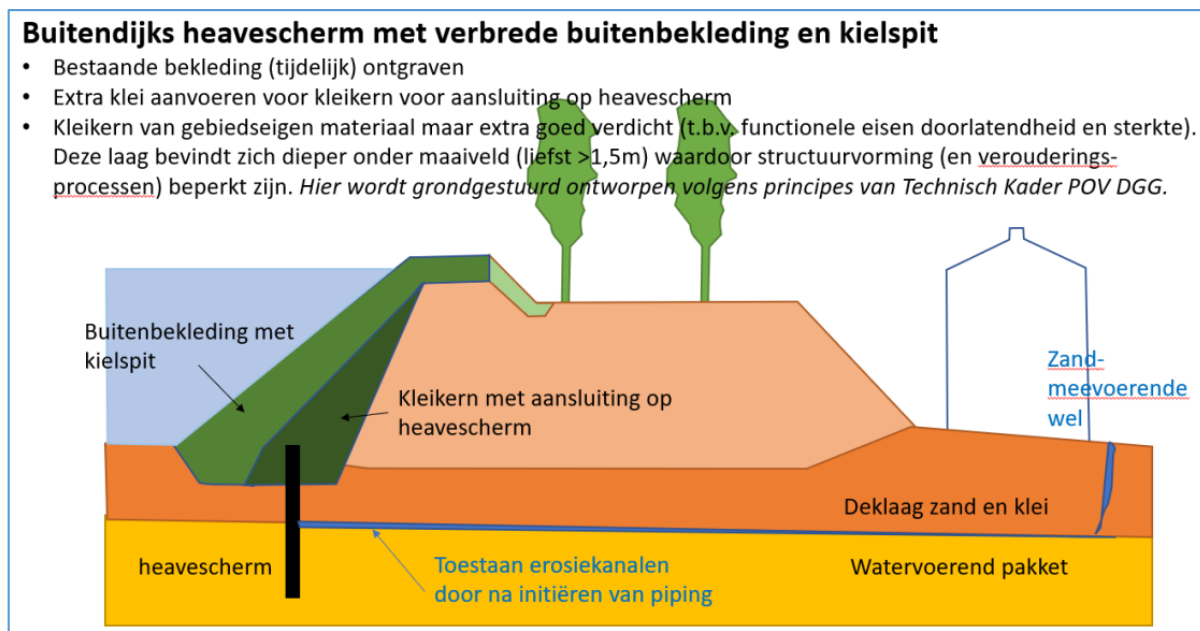
De GZB moet ter voorkoming van invloed van de opbarstlocatie op de heavegradiënt in de GZB minimaal 5 m van de opbarstlocatie gelegen zijn. Daarom wordt in geval van een stabiliteitsberm de GZB ter plaatse van de

huidige binnenteeen aangelegd. Indien geen stabiliteitsberm is voorzien, moet worden toegelicht wat de locatie in het betreffende vak is.

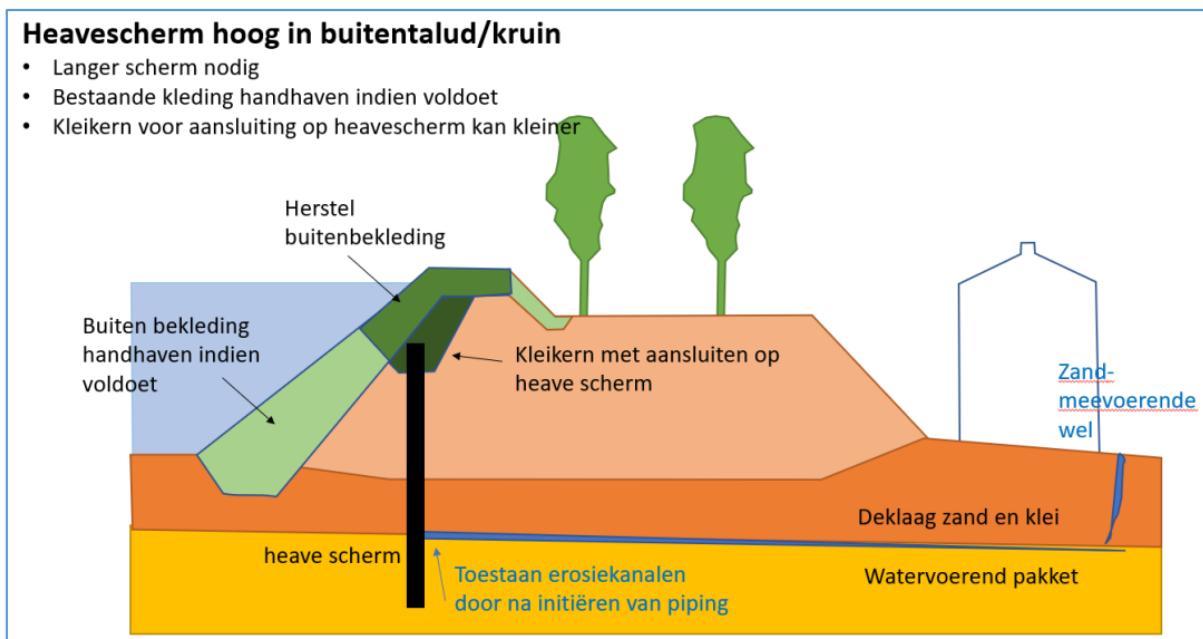
9.6.2 Verticale maatregelen

Bij de bepaling van het ontwerp en de locatie van verticale pipingmaatregelen dient naast de mogelijkheid tot uitvoering rekening gehouden te worden met de volgende randvoorwaarden:

- Op dijkvakken waar de dijk op STBI met een tweede afschuiving wordt goedgekeurd moet gegarandeerd zijn dat de gekozen maatregel ook na een afschuiving (als die optreedt) blijft functioneren. Filterconstructies als VZG en GZB kunnen alleen worden toegepast als deze buiten de glijvlakken van de eerste of vervolgafschuiving worden toegepast. In deze situatie dient een gewapende soilmix-wand in kruin, buitentalud of ter hoogte van de buitenteen te worden toegepast. Tevens moet dan ook worden gecontroleerd of een vervolgafschuiving geen negatief effect heeft op de oplossing.
- Op dijkvakken waar het pipingscherm onder het buitentalud of ter hoogte van de buitenteen komt te staan, geldt een soortgelijk probleem door de beoordelingsmethodiek voor STBU. Voor STBU geldt namelijk dat de eisen zijn afgeleid van de herstelsnelheid bij een buitenwaartse afschuiving, waarbij het waterschap ervan uitgaat de dijk te kunnen herstellen tussen twee hoogwaters als het buitentalud afschuift. Herstel van een afgeschoven buitentalud is haalbaar als het enkel om herstel van grondwerk gaat. Derhalve wordt ervan uitgegaan dat ook alle pipingschermen die onder het buitentalud of ter hoogte van de buitenteen worden gepositioneerd als gewapende soilmix-wand dienen te worden uitgevoerd. Afstemming met WSAM op dit punt is wenselijk.
- Een ander aandachtspunt bij plaatsing van een pipingscherm onder het buitentalud van de waterkering is dat er rekening moet worden gehouden met een sterkere erosievorming en verweking aan de benedenstroomse zijde van het pipingscherm dan bij een natuurlijk pipingproces onder een dijk zonder scherm waarbij evenwicht wordt gevonden aan het front van de pipingkanalen. Om kortsluiting met het buitenwater te voorkomen worden onderstaande oplossingsmogelijkheden voorgesteld, zie Figuur 9-1 en Figuur 9-2:



Figuur 9-1 Variant 1: Pipingscherm onder buitentalud, waarbij een extra dichte kleikern rond de kop van het scherm wordt aangebracht die verder aansluit op de buitenbekleding (bron: TUN MeMa)



Figuur 9-2 Variant 2: Pipingscherm onder buitentalud, waarbij het scherm hoger wordt geplaatst (bron: TUN MeMa)

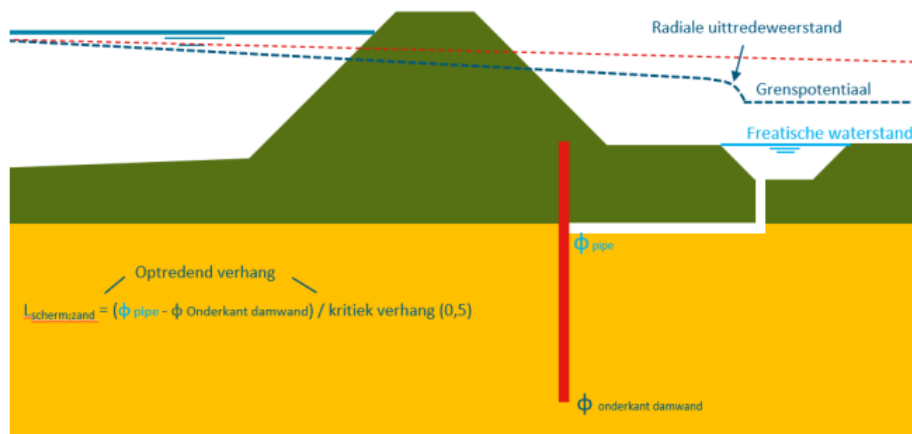
Bepaling lengte verticale maatregelen wordt toegevoegd na overleg met WSAM. Hierbij wordt de laatste kennis van MeMa en DIV opgenomen in de aanpak. Hierbij wordt verondersteld dat dit een conservatieve (grote) lengte geeft aan de schermen. In het DO dient het scherm derhalve met de nieuwste inzichten nader te worden uitgewerkt. Omdat er veel ontwikkeling is wordt nu dezelfde methodiek als bij MeMa toegepast. Daarmee is er aan het eind een duidelijk beeld van wat nader onderzoek heeft opgeleverd.

De lengte van het pipingscherm wordt bepaald middels de methode zoals toegepast zoals bij MeMa. Hierbij wordt, zoals schematisch weergegeven in Figuur 9-3, aan de bovenkant van de binnenzijde van de constructie een stijghoogte gelijk aan het polderpeil aangenomen. Dit simuleert de mogelijkheid dat een pipe zich heeft ontwikkeld vanaf de binnenteen tot het pipingscherm en hiermee een open verbinding heeft gecreëerd tussen het polderpeil en het scherm. Aan de onderzijde van het scherm wordt de stijghoogte bepaald conform de regels van het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD) [20]. Het heave-criterium stelt vervolgens dat het stijghoogteverschil tussen de onder- en bovenkant van het pipingscherm kleiner moet zijn dan de helft van de lengte van het pipingscherm, zoals aangegeven in onderstaande vergelijking en in Figuur 9-3.

$$L_{heavescherm,zand} i_{cr} > \varphi_{pipe} - \varphi_{onderkant heavescherm}$$

Waarin:

$L_{heavescherm,zand}$: lengte van het pipingscherm in het zand (m);
 i_{cr} : kritiek verhang (m/m) = 0,5;
 φ_{pipe} : stijghoogte in de ontwikkelde pipe (NAP +m);
 $\varphi_{onderkant heavescherm}$: stijghoogte aan de onderkant van het pipingscherm (NAP +m).



Figuur 9-3 Schematische weergave beschouwing pipingscherm (bron: TUN MeMa)

9.7 D-Geo flow

De eerste beoordeling wordt berekend met de formule van Sellmeijer om te bepalen of het optredende verval kleiner is dan het kritieke verval. Indien dit zinvol wordt geacht, wordt een aanvullende analyse uitgevoerd met de software D-Geo flow. Onderstaande uitgangspunten zijn van toepassing op alle vakken. Indien bij een vak van deze uitgangspunten wordt afgeweken wordt dat in de ontwerpnotitie opgenomen.

- Binnendijs is hetzelfde polderpeil gehanteerd als in de Sellmeijer-sommen.
- In alle simulaties is met een karakteristieke waarde van de korreldiameter gerekend. Deze waarden zijn overgenomen uit de basissom en zijn zo gekozen om voldoende conservatief te zijn.
- Een rivierbreedte van 81 m met een no-flow-randvoorwaarde op de rivieras schematiseren.
- De insnijding van de rivier schematiseren conform een shapefile van de bathymetrie uit rivierkundige modellering.
- Het volledige voorland is geschematiseerd in de sommen.

Onderstaande rekeninstellingen zijn overgenomen uit de User Manual van D-Geo Flow:

- zwaartekracht (g) = 9,81 m/s²;
- MPicard = 500;
- coëfficiënt van White (sleepkrachtfactor) (η) = 0,25;
- rolweerstandshoek van zandkorrels (θ) = 37°;
- water parameters:
 - samendrukbaarheid (β) = 0 m²/N;
 - dichtheid (ρ) = 1000 kg/m³;
 - viscositeit (μ) = 0,001 N s/m².

10. Overige faalmechanismen dijk

Het VKA is tijdens de verkenning bepaald aan de hand van de faalmechanismen; hoogte, stabiliteit en piping. Bij het opstellen van het VKA is niet gekeken naar andere faalmechanismen, tenzij hiervoor in de verkenning noodzaak was. In het geval er in de huidige situatie al maatregelen waren voor een faalmechanisme, denk bijvoorbeeld aan een harde bekleding, dan is deze in het ontwerp opnieuw toegevoegd, maar dit is verder niet onderzocht.

In de planuitwerking worden deze mechanismen beoordeeld en indien nodig wordt het VKA-ontwerp aangepast.

10.1 Voorlanden

De voorlanden worden getoetst aan de volgende drie deelfaalmechanismen:

- golfafslag;
- afschuiven voorland;
- zettingsvloeiing.

De beoordeling van de stabiliteit van het voorland en zettingsvloeiing is in de verkenningsfase gedeeltelijk uitgevoerd door WSAM. In het VO is voor alle vakken met een voorland een nieuwe beoordeling uitgevoerd. In de analyse wordt aangesloten op de methodiek van het BOI [8]. In de groene versie (van het BOI) is hier geen aanvullende methodiek beschreven waardoor aangesloten wordt op de initiële analyse. Uit deze analyse blijkt dat in alle dijkvakken het voorland voldoet aan de gestelde eisen en er geen opgave is t.a.v. de faalmechanismen voor voorlanden. Voor een nadere toelichten ten aanzien van de uitgangspunten, methodiek en conclusie voor de beoordeling van het voorland wordt verwezen naar de notitie Analyse voorlanden [54].

10.2 Bekleding

De bekledingen zijn in het VO beoordeeld conform het BOI [6] waarbij twee faalpaden zijn beschouwd, namelijk overstromingskans door erosie van buitentalud en overstromingskans door geotechnische instabiliteit van de top laag van het binnentalud. De methodiek en bevindingen zijn vastgelegd in de notitie “Analyse bekledingen” [55]. De bekleding bij ieder dijkvak wordt beoordeeld aan de hand van onderstaande uitgangspunten. Op basis van deze uitgangspunten kan geconcludeerd worden dat het risico op overstroming niet relevant is, óf dat aanvullende analyses nodig zijn.

Indien de volgende uitgangspunten worden gehanteerd, is het risico op overstromingen door falen van de top laag (binnen- of buitentalud) niet relevant:

- *Het ontwerp heeft een buiten- en binnentalud van 1:3.⁴*
- *Er is sprake van een gesloten graszoden aan de buitenzijde van de dijk.*
- *Er is sprake van een kleidijk of check bij STBI op oppervlakkige afschuivingen (check door geen constraints in D-Stability te hanteren).*
- *Er is sprake van een kleidijk of opdrukken wordt uitgesloten doordat de tegendruk vanuit de top laag groter is dan de waterdruk bij de binnenteen.*

⁴ De steilheid van de binnen- en buitentaluds is over het algemeen 1:3, echter niet op alle locaties. De taluds in het traject zijn niet steiler dan 1:2,5. Daarmee wordt aan de toepassingsvoorwaarden voor GEBU voldaan, de conclusie van de analyse blijft gehandhaafd.

Indien opdrukken niet uitgesloten kan worden, kan een nadere analyse worden uitgevoerd. Gezien de geometrie, bodemopbouw en het voorkeursalternatief wordt verwacht dat opdrukken niet tot een reële overstromingskans leidt.

Daarnaast is er een eis dat de bekleding erosiebestendig moet zijn (SES-00024). Daarom wordt uitgegaan van minimale kleidikte van 0,8 m. Indien er onvoldoende aanwezig is en er binnenwaarts wordt versterkt, dient de dijk gedeeltelijk te worden afgegraven waarna 0,8 m dik kleipakket over het hele buitentalud wordt toegepast.

10.3 Microstabiliteit

Voor kleidijken speelt micro-instabiliteit geen rol van betekenis. In geval van dijken met een zandkern of zandinclusies kan micro-instabiliteit wel een rol van betekenis spelen.

Bij dijken met een zandkern wordt micro-instabiliteit beoordeeld conform het BOI onder toetsspoor GABI en leidt mogelijk tot een additionele eis aan de dikte van de bekleding op het binnentalud naast de standaard-eisen vanuit erosiebestendigheid.

Daar waar gerekend wordt met een restprofiel dient een additionele toets plaats te vinden op mogelijke aantasting van het restprofiel door micro-instabiliteit conform KPR-factsheet 'Relevant Glijvlak' [27].

Het restprofiel dat overblijft na een eerste afschuiving kan falen door micro-instabiliteit. Bij het intredepunt van de eerste afschuiving is een steil talud ontstaan en komt een deel van de dijk kern bloot te liggen. Bij een restprofiel dat uit ondoorlatende materialen zoals klei bestaat zal micro-instabiliteit niet optreden. Er is dan geen sprake van uittredend water. Als door een eerste afschuiving een deel van de zandkern bloot komt te liggen kan uitstromend grondwater zorgen voor verdere erosie van de zandkern. Bij een restprofiel dat uit niet-cohesieve doorlatende materialen bestaat zoals zand en de ligging van de freatische lijn lager is dan de bovenkant van de afgeschoven grondmoot zal micro-instabiliteit niet optreden.

11. Langsconstructies

Binnen het dijkversterkingsproject is het uitgangspunt vanuit het waterschap om te kiezen voor een grondoplossing. Er dient bij de keuze voor een langsconstructie dan ook een onderbouwing te zijn waarom er toch voor een constructie wordt gekozen.

In de innovatiescan worden meerdere aandachtspunten aangaande de langsconstructies uitgewerkt. Indien inzichten voldoende uitgezocht zijn, worden uitgangspunten aangaande de technieken overgenomen. De rapportage bevat tevens een trade-off matrix met aandachtspunten en toepassingsgebieden/adviezen. Dit is de basis voor de keuze van een bepaald type constructie.

Het traject heeft buiten de aansluitingen met kunstwerken en Grave (wordt verder uitgewerkt in hoofdstuk 12) geen langsconstructies. De beschrijving van het hoofdstuk is dan ook voornamelijk gericht op het ontwerp van nieuwe constructies, maar wordt wel zo geschreven dat ook een toetsing van bestaande constructies mogelijk is.

11.1 Toegepaste grondmodellen en -parameters

Voor het ontwerpen in het OI2014v4 [2] wordt gebruik gemaakt van het SHANSEP CSSM-model in Plaxis voor het modelleren van het grondgedrag. In hoofdstuk 4 is beschreven hoe dit voor de met grond versterkte dijkvakken wordt berekend. Voor constructies wordt in Plaxis gebruik gemaakt van een gelijkwaardige methodiek conform de vigerende leidraden PPE [14] en PPL [15].

11.1.1 CSSM ongedraineerd in D-Stability

Voor een versterking in grond wordt in D-Stability gerekend met een ongedraineerd critical state model (CSSM) om de sterkte van de grond te modeleren. In D-Stability is het echter niet mogelijk om constructies mee te nemen. Daarom wordt overgestapt op Plaxis. De keuze van de verschillende grondmodellen en hun achtergrond heeft invloed op het resultaat. Om aan te tonen dat een berekening in Plaxis een gelijkwaardig resultaat geeft als de berekening met D-Stability wordt een vergelijking gemaakt tussen beide modellen voor een 'groene dijk' (dijk zonder constructie) op basis van de huidige kering. Conform de PPL dient het verschil in berekende stabiliteitsfactor kleiner te zijn dan 6%.

11.1.2 CSSM in Plaxis

In Plaxis dient gebruik te worden gemaakt van verschillende grondmodellen. De volgende worden toegepast:

- Het Hardening Soil (HS) model is gebaseerd op het bezwijkgedrag van het Mohr Coulomb (MC) model en wordt in de Plaxis-berekening gebruikt voor de zandlagen.
- Het Soft Soil Creep (SSC) model wordt in de eerste rekenstappen gebruikt voor klei- en veenlagen. De reden om hier geen HS toe te passen is dat het lange-termijn-gedrag (kruip) van klei- en veengrond met dit model beter wordt beschreven.
- SHANSEP NGI-ADP: Voor de opzet en het bepalen van de initiële spanningen is gekozen om van HS of SSC gebruik te maken. Wanneer gerekend wordt aan het falen van de waterkering, wordt de overstap naar CSSM gemaakt om zodoende aan te sluiten bij de veiligheidsfilosofie zoals in het BOI is beschreven. Voor de rekenstappen waarin de uiteindelijke toetsing van het ontwerp wordt uitgewerkt, wordt voor de ongedraineerde lagen van het SSC (een MC-model) overgestapt op het SHANSEP NGI-ADP model (een CSSM-model).

11.1.3 Stijfheden grondlagen

Rekenwaarden stijfheden

Conform de PPL wordt voorgeschreven om de verwachtingswaarden toe te passen en deze afhankelijk van het type constructie met een factor 1,5 te verhogen of te verlagen, zie tabel 11-1.

Tabel 11-1 Stijfheid van de grond in de rekenfasering PPL [15]

	Aan te houden stijfheid grond	
	Verankerde constructie	Onverankerde constructie
Vervormingstoets (Fase 1 t/m 4):		
Alle grondlagen	Lage stijfheid	Lage stijfheid
Constructieve toets en stabiliteitstoets (Fase 1 t/m 6):		
Grondlagen waar inklemming wordt bereikt	Lage stijfheid	Hoge stijfheid
Overige grondlagen	Lage stijfheid	Lage stijfheid

Stijfheden zandlagen

De stijfheden van de (Pleistocene) zandlaag worden gevalideerd met de gemeten conusweerstand uit de sonderingen. Indien de verschillen met de parameterset in dezelfde orde zijn, wordt vastgehouden aan de parameterset van de proevenverzameling.

Tabel 11-2 Stijfheidsparameters Hardening Soil, met lage en hoge stijfheidswaarde

Grondsoort	E_{s0ref} [kPa]	$E_{oed-ref}$ [kPa]	E_{ur-ref} [kPa]	m^* [-]	OCR [-]	v_{ur} [-]
Zand	30.000/45.000	30.000/45.000	90.000/135.000	0,5	1,1	0,15

Stijfheden klei- en veenlagen

Er is geen specifieke afleiding uitgevoerd om de stijfheden van klei te bepalen. Gekozen is om de waarden vanuit MeMa over te nemen.

Tabel 11-3: Stijfheidsparameters SSC

Grondsoort	ϕ' [°]	ψ [°]	$\lambda^* 5$ [-]	$\kappa^* 5$ [-]	$\mu^* 5$ [-]	$v_{ur} 6$ [-]
Klei dijkmateriaal	31,4	0	0,074	0,015	0,0015	0,2
Klei dilatant	31	0	0,071	0,018	0,0015	0,2
Klei contractant	31	0	0,15	0,022	0,006	0,2
Klei humeus/veen	30 ⁵	0	0,22	0,15	0,011	0,2

⁵ Overgenomen van MeMa

⁶ Overgenomen van SAFE, dit zijn laag representatieve waarden

Tabel 11-4: Stijfheidsparameters SHANSEP

Grond- soort	γ_f^{c5} [%]	γ_f^{E5} [%]	γ_f^{DSS5} [%]	$G /$ s_u^{A5} [-]	s_u^{Aref} [kN/ m^2] ⁶	γ_{ref} [m ref lv] ⁶	s_u^{Ainc} [kN/m ² / m] ⁶	$s_u^p /$ s_u^A [-] ⁶	$\tau_0 /$ s_u^A [-] ⁶	$s_u^{DSS} /$ s_u^A [-] ⁶	ν [-] ⁶	ν_u [-] ⁶	E_{oed}^{ref} [kN/m ²] ⁶	$\phi_{inter-face}$ [°] ⁶
Klei contrac- tant	5	10	8	200	0	0	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	400	20
Klei humeus / veen	8	15	12	90	0	0	0	0,98	0,7	0,99	0,3	0,495	400	20

Wandwrijvingshoek

De grond-constructie-interactie wordt in Plaxis bepaald door de schuifsterkte te vermenigvuldigen met een op te geven waarde R_{inter} . Vooralsnog worden de waardes conform PPE [14] van 2/3 aangehouden. In het geval van fluidatie wordt een waarde van 1/2 aangehouden. Deze keuze sluit aan bij de PPL en wijkt af van MeMa waar op basis van ervaring en sonderingen een aanscherping is gemaakt. In een nadere uitwerking kan worden overwogen om deze methodiek toe te passen, maar deze optimalisatie is gezien dit ook afhankelijk is van de bodemopbouw niet passend bij het methodiek en het detailniveau van het VO.

11.1.4 Soortelijk gewicht water

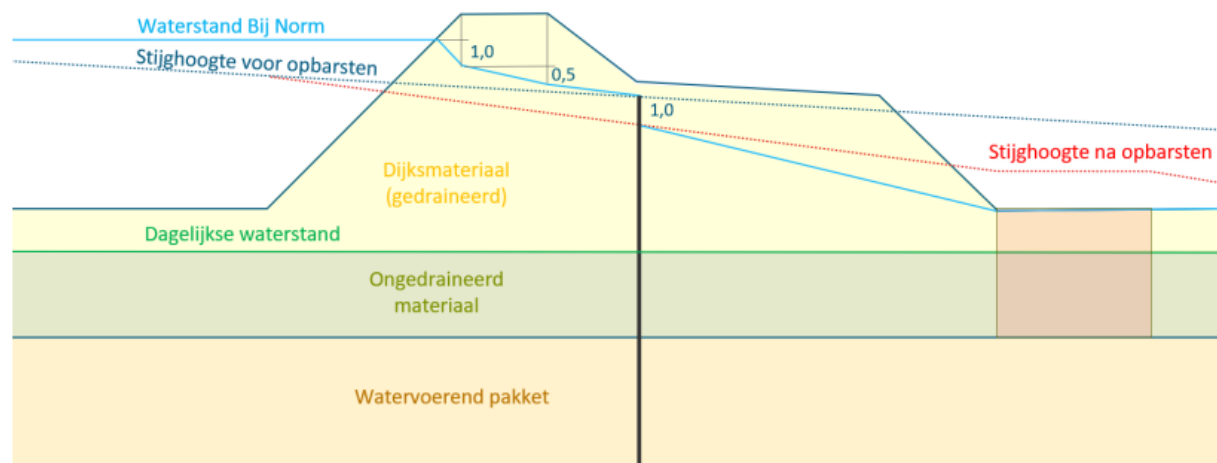
Om aan te sluiten bij de berekeningen met D- Stability wordt ook in Plaxis een soortelijk gewicht van water van 9,81 kN/m³ toegepast.

11.1.5 Buitenwaterstand

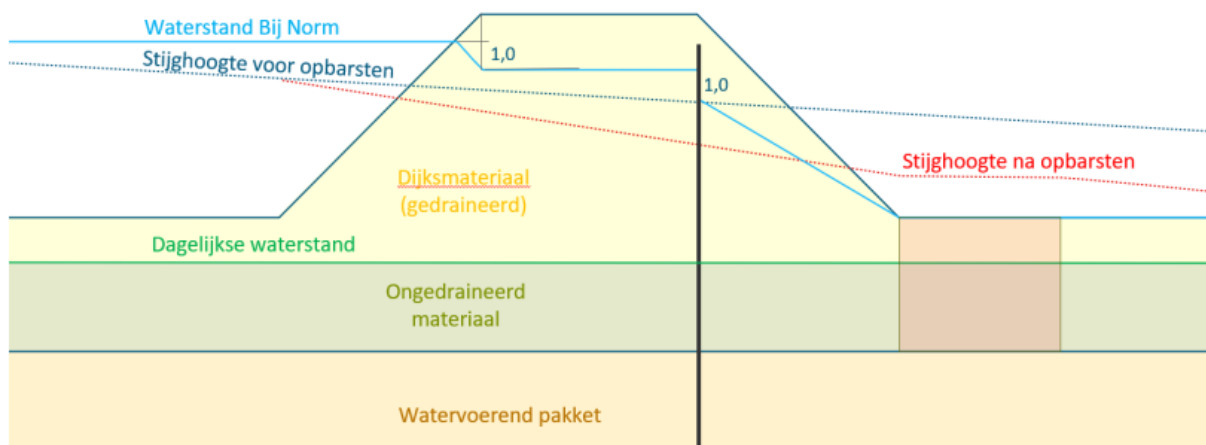
Zoals in hoofdstuk 2 is aangegeven, wordt uitgegaan van een planperiode van honderd jaar voor de constructies. De hydraulische condities dienen dan ook te worden bepaald voor het zichtjaar 2075 en 2125.

11.1.6 Freatische lijn bij WBN

Door de aanwezigheid van een verticale constructie vindt er een verstoring plaats in de freatische lijn ter plaatse van de constructie. Voor het verloop van de freatische lijn bij WBN bij verticale constructies worden hierbij de uitgangspunten van Meanderende Maas overgenomen. Hierbij is vastgesteld dat de freatische lijn aan de rivierzijde van de constructie gelijk is aan de bovenkant van de constructie met een maximum van 1 meter onder WBN 2125. Aan de binnenzijde van de constructie wordt rekening gehouden met een verval van 1 meter. De twee situaties zijn weergegeven in Figuur 11-1 en Figuur 11-2.



Figuur 11-1: Schematische weergave van de schematisering van de freatische lijn tijdens hoog water voor een tuimeldijk met verticale constructie lager dan WBN -1 meter



Figuur 11-2: Schematische weergave van de schematisering van de freatische lijn tijdens hoog water voor een dijk met verticale constructie hoger dan WBN -1 meter.

Wanneer een scherm dichter dan 3,0 m van het punt buitentalud en waterstand bij norm staat wordt de waterstand horizontaal doorgetrokken (geen afname) tenzij hier een onderbouwing voor is. Aan de binnenzijde wordt geschematiseerd zoals hier al eerder is beschreven.

Voor aanvang van het VO+ wordt de methodiek verder beschreven. Verwachting is dat het geohydrologisch model dan kan worden gebruikt om keuzes te onderbouwen.

11.1.7 Stijghoogteverloop tijdens WBN

Voor het stijghoogteverloop wordt het stijghoogteverloop zoals toegelicht in paragraaf 8.5.5 aangehouden.

11.1.8 Kruinhoogte

Voor (nieuwe) constructies dient een beschouwing voor zowel zichtjaar 2075 als zichtjaar 2125 te worden gemaakt. Uitgangspunt is dat de hoogte van een constructie wordt uitgevoerd voor 2075, waarbij het ontwerp uitbreidbaar moet zijn om ook in 2125 aan de gestelde eisen te voldoen.

Conform het kader uitgangspunten dijkversterking [38] kan op basis van een LCC-analyse een andere levensduur of versterking voor de gehele levensduur 2125 worden gekozen. In de afweging dienen naast technische en financiële ook de maatschappelijke aspecten te worden afgewogen.

11.1.9 Locatie van constructies

In het VO wordt op basis van expert judgement de locatie van de constructie voor de berekening gekozen. Voor de verdere uitwerking naar het DO wordt een gebied waarbinnen de oplossing mogelijk is gedefinieerd. In de nadere uitwerking is dan de vrijheid om op basis van uitvoerbaarheid, trillingen, kosten, etc. de locatie verder te optimaliseren.

11.1.10 Berekening en uitwerking in tekening

In de berekening moet de verticale constructie voldoen aan de uitbreidbaarheidseis van een levensduur van honderd jaar. Deze situatie is in het kader van de belasting de maatgevende situatie. Daarom worden de constructieve berekeningen uitgevoerd uitgaande van de situatie 2125. Daarmee wordt rekening gehouden met de volgende aspecten;

- belasting als gevolg van gewicht van de grondlichaam in 2125;
- opgetreden corrosie in 2125;

- hydraulische belasting in 2125;
- Voor bepaling verticale lengte bij piping, opgave tot 2125;

Door te rekenen met de configuratie voor 2125 voldoet de verticale constructie op sterkte en stijfheid aan de condities van 2125.

In de vertaling van de berekening naar een ontwerp in het BIM-model moet er een vertaling worden gemaakt naar wat wordt uitgevoerd. Hierbij wordt voor het grondlichaam de hoogte 2075 aangehouden.

In de berekeningen wordt de verticale constructie tot aan maaiveld gedimensioneerd. In het BIM-model wordt de verticale constructie 0,2 m onder het maaiveld verwerkt. Daarmee blijft, uitgaande van bodemdaling, de bovenkant van de verticale constructie onder het maaiveld en steekt niet uit.

11.2 Soilmix-wand

Voor het ontwerp tijdens de planuitwerkingsfase wordt uitgegaan van een soilmix-wand. Hierbij horen de volgende materiaal eigenschappen:

- Breedte wand: $H_{sm} = 0,55$ m (praktische breedte wand is 0,6 m).
- Hart-op-hart-afstand stalen profielen: $B_{c1} = 1,1$ m.
- Lage stijfheid soilmix-wand in kleiondergrond: $E_{sm} = 2000$ MPa.
- Axiale stijfheid: $EA = E_{sm} * H_{sm} / B_{c1} = 200 \text{ mPa} * 0,55 \text{ m} / 1,1 \text{ m} = 1,0 * 10^6 \text{ kN/m'}$.
- Toepassing IPE-360 stalen profielen met staalkwaliteit S320GP;
 - o gewicht: $w = 14,0$ (gewicht soilmix in kg/m^3) * $0,55$ (breedte) * 1 (per 1 m diepte wand) + $0,582/1,1$ (gewicht IPE-360 profiel in kg/m in stekkende meter soilmix-wand) = $8,23 \text{ kN/m/m'}$;
 - o buigstijfheid: $EI = 5,46 * 10^{13} \text{ Nmm} / 1,1 \text{ m} = 4,96 * 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m'}$ [36];
 - o maximaal toelaatbaar moment = $244,1 \text{ kNm} / 1,1 \text{ m} = 221,91 \text{ kNm/m'}$ [36];
 - o maximaal toelaatbare dwarskracht = oppervlakte profiel A_v * vloeigrens $f_y / \sqrt{3}$ /partiele materiaalfactor voor de weerstand op sterkte $\gamma_{M0} / 1000 = 3513,72 * 235 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} / 1 / 1000 = 477 \text{ kN/m}$;
 - o maximaal toelaatbare normaalkracht = oppervlakte profiel A_{corr} * vloeigrens f_y /partiele materiaalfactor voor de weerstand op sterkte $\gamma_{M0} / 1000 = 7273 \text{ mm}^2 * 235 \text{ N/mm}^2 / 1 / 1000 = 1709 \text{ kN/m}$.
- Er wordt in de Plaxis berekeningen voornamelijk gebruik gemaakt van een puntveer met een axiale stijfheid EA van $1 * 10^5 \text{ kN}$.
- Voor de soilmix-wanden geldt dat geen rekening gehouden dient te worden met een corrosietoeslag.

Het hier voorgestelde materiaal kan van worden afgeweken indien nodig geacht. Dan zal dit hier als wijziging worden toegevoegd. Voor de profielen waarbij een IPE-360 niet tot een doeltreffend ontwerp leidt wordt een HEA-360 profiel toegepast. Hierbij horen de volgende afwijkende materiaaleigenschappen:

- o gewicht: $w = 14,0$ (gewicht soilmix in kg/m^3) * $0,55$ (breedte) * 1 (per 1 m diepte wand) + $1,142/1,1$ (gewicht HEA-360 profiel in kg/m in stekkende meter soilmix-wand) = $8,74 \text{ kN/m/m'}$;
- o buigstijfheid: $EI = 8,94 * 10^{13} \text{ Nmm} / 1,1 \text{ m} = 8,13 * 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m'}$ [36];
- o maximaal toelaatbaar moment = $494,4 \text{ kNm} / 1,1 \text{ m} = 449,45 \text{ kNm/m'}$ [36];
- o maximaal toelaatbare dwarskracht = oppervlakte profiel A_v * vloeigrens $f_y / \sqrt{3}$ /partiele materiaalfactor voor de weerstand op sterkte $\gamma_{M0} / 1000 = 4895,78 * 235 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} / 1 / 1000 = 664 \text{ kN/m}$;
- o maximaal toelaatbare normaalkracht = oppervlakte profiel A_{corr} * vloeigrens f_y /partiele materiaalfactor voor de weerstand op sterkte $\gamma_{M0} / 1000 = 14276 \text{ mm}^2 * 235 \text{ N/mm}^2 / 1 / 1000 = 3355 \text{ kN/m}$.

In het VO wordt uitgegaan van een minimale inbedding van 3 m om voldoende draagkracht te verkrijgen. Bij het bepalen van de diepte van de onderzijde van de verticale constructie dient rekening te worden gehouden met de pipingopgave. Daarnaast kan het zijn dat de minimale diepte bepaald wordt door de diepte benodigd voor voldoende inklemming (maximale vervorming).

11.3 Ankers

Het VO is gericht op het krijgen van inzicht of verankering nodig is. Het benodigde type verankering wordt kwalitatief beschreven en dient in een vervolfase nader te worden uitgewerkt.

Corrosie

Op het moment van verschijnen van de PPL is bekend dat er gewerkt wordt aan een praktijkrichtlijn voor corrosie maar dat deze nog niet beschikbaar is en dat zodoende uitgegaan moet worden van een afname in diameter van de ankerstaaf van 12 mm bij een levensduur van honderd jaar. Inmiddels is de nieuwe norm voor corrosie NEN 6766 [30] echter wel beschikbaar. In deze norm wordt voor ankerstaal dat zich niet permanent onder de grondwaterstand bevindt een afname van de diameter van 11 mm bij een levensduur van honderd jaar voorgeschreven (NEN 6766, Tabel 4, groep 4 funderingselement met grondconditie II).

Indien verankering nodig is zal in het VO uit worden gegaan van de volgende zaken, deze zijn niet nader uitgewerkt, maar zijn puur referentie waarde voor de raming:

- Type: GEWI50T.
- Axiale stijfheid: EA = oneindig stijf.
- Hart-op-hart-afstand: om de twee staalprofielen = 2,2 m.
- Lengte: Anker tot dezelfde diepte als de verticale constructie met een hoek van 45° geeft een totale lengte van lengte constructie * $\sqrt{2}$. Voor de lengte van de groutprop wordt nu een lengte van 7 m aangenomen die dan moet worden toegevoegd.
- Voor de ankers wordt uitgegaan met een dubbele corrosiebescherming.

11.4 Restafschuivingen

11.4.1 Restprofiel instabiliteit hoogwater

Een constructie wordt toegepast op locaties waar het grondlichaam niet kan worden gerealiseerd binnen het beschikbare profiel. Doel van de constructie is de garantie dat de kering na een eerste afschuiving voldoet aan de waterveiligheid. Net als bij de restbreedtemethode (paragraaf 8.9) dient in het ontwerp rekening te worden gehouden met afschuivingen. Dit wordt uitgewerkt in Plaxis conform paragraaf 3.5.6 uit de PPE [14], waarbij wordt uitgegaan van een overslagdebiet van 1 l/s/m of kleiner. Hierbij is voor de schematisering van het restprofiel de grond aan de binnenzijde van de constructie met 2/3 van de hoogte tussen maaiveld achterland en kruin verlaagd. Bovendien is er een sterktereductie van 30% toegepast in de grond aan de binnenzijde van de constructie op de locatie waar het maatgevende glijvlak aanwezig is.

11.4.2 Afschuivingen of ontgronding door NWO's

In het ontwerp dient rekening te worden gehouden met mogelijke schades, instabiliteit of ontgrondingen aan de binnenzijde van het scherm als gevolg van NWO's. Voor de beschrijving van hoe dergelijke ontgrondingen moeten worden gemodelleerd wordt verwezen naar hoofdstuk 15.

11.5 Rekenfasering

De Plaxis-berekening is opgesteld conform het voorgeschreven stappenschema uit de PPE (reken schema B [14]). Een overzicht van deze fases is gegeven Tabel 11-5. Een overzicht van de instellingen betreffende de verschillende fases is weergegeven in Tabel 11-6.

Tabel 11-5: Rekenfasering PLAXIS 2D berekening (LC = Langsconstructie, GD = Groene dijk)

Nr.	Naam	Start na	Doel
1a)	LC- Initiële fase	-	Opzet model met huidige dijkopbouw; K_0 -procedure. Er wordt een K_0 -procedure toegepast om de veldspanningen en grensspanning voor alle materiaalmodellen te initialiseren bij de initiële geometrie en de dagelijkse waterspanningen. Hier wordt ook de belastingsgeschiedenis (POP) toegevoegd.
1b)	LC- Nulstap	1a)	Om na spanningspreiding een nieuw evenwicht te vinden wordt de initiële K_0 -procedure gevolgd door een nulstap.
1c)	LC- Initiële consolidatiefase	1b)	Het meenemen van kruipeffecten als gevolg van laatste ophoging.
2)	LC- Dijkversterking	1c)	Activeren grondaanvulling (hoogte + herprofileringen buitentalud), constructie en eventueel verankering.
3a)	LC- Lange termijn bodemdaling	2)	Het beschouwen van zettingen.
3b)	LC- Zakkende grond op ankers	3a)	In het geval er een verankering nodig is voor stabiliteit, wordt in deze fase de voorspanning ingevoerd. Berekening daarvan volgt uit SWNL-Ankerzakking Excelsheet.
4a)	LC- WBN toetspeil	3b)	Belastingssituatie aanbrengen (WBN). Indien met een restprofiel gerekend wordt is in deze fase het restprofiel aanwezig
4b)	LC- Vervormingen toets	4a)	Overstap naar SHANSEP-model (special option 1), deactiveren puntveer en activeren verkeersbelasting.
5)	LC- Constructieve toets	4a)	Over naar SHANSEP-model (special option 1), puntveer blijft geactiveerd, activeren verkeersbelasting, overstap rekenwaarden (via de aangemaakte design approach).
6a)	LC- Verwijderen puntveer	5)	Verwijderen puntveer (tussenstap).
6b)	LC- Geotechnische toets (Phi-c reductie)	6a)	Analyse geotechnische stabiliteit door middel van een phi-c reductie. Controle safety factor $> \gamma_{b,GEO}$ (schematiseringsfactor geotechnisch falen).
7)	GD - Dijkverbetering GD	1c)	Activeren grondaanvulling (hoogte + herprofileringen buitentalud).
8a)	GD - Dagelijkse waterstand	7)	Dagelijkse waterstand.
9a)	GD - Switch naar SHANSEP	8a)	Overstap naar SHANSEP-model en activeren verkeersbelasting.
10a)	GD - Geotechnische toets (Phi-c reductie)	9a)	Analyse geotechnische stabiliteit door middel van een phi-c reductie. Vergelijking safety factor met D-Stability-berekening (+/- 6% marge). Eventueel opschaalfactor gebruiken als $SF < 1,0$ (= "Soil body collapse" error). Dit d.m.v. Design approach op de S (in Plaxis α) maar die mag niet groter dan 1,3 zijn.
8b)	GD - WBN toetspeil	7)	Belastingssituatie aanbrengen (WBN).
9b)	GD - Switch naar SHANSEP	8b)	Overstap naar SHANSEP-model en activeren verkeersbelasting.
10b)	GD - Geotechnische toets (Phi-c reductie)	9b)	Analyse geotechnische stabiliteit door middel van een phi-c reductie. Vergelijking safety factor met D-Stability-berekening (+/- 6% marge). Eventueel opschaalfactor gebruiken als $SF < 1,0$ (= "Soil body collapse" error). Dit d.m.v. Design approach op de S (in Plaxis α) maar die mag niet groter dan 1,3 zijn.

Tabel 11-6: Rekeninstellingen per rekenfase PLAXIS 2D (LC = Langsconstructie, GD = Groene dijk)

Nr.	Naam	Time interval	Special option	Ignore undr.	Reset disp.	Reset ss.	Ignore suction
1a)	LC- Initiële fase	0	0	-	-	-	x
1b)	LC- Nulstap	1	0	x	x	x	x
1c)	LC- Initiële consolidatiefase	3650	0	x	x	x	x
2)	LC- Dijkversterking	1	0	x	x	x	x
3a)	LC- Lange termijn bodemdaling	36500	0	x	x	x	x
3b)	LC- Zakkende grond op ankers	1	0	x	x	x	x
4a)	LC- WBN toetspeil	1	0	x	x	x	x

4b)	LC- Vervormingen toets	1	1	-	-	-	x
5)	LC- Constructieve toets	1	1	-	-	-	x
6a)	LC- Verwijderen puntveer	1	0	-	-	-	x
6b)	LC- Geotechnische toets (Phi-c reductie)	1	0	-	-	-	x
7)	GD - Dijkverbetering	1	0	x	x	x	x
8a)	GD - Dagelijkse waterstand	1	0	x	x	x	x
9a)	GD - Switch naar SHANSEP	1	1	-	-	-	x
10a)	GD - Geotechnische toets (Phi-c reductie)	1	0	-	-	-	x
8b)	GD - WBN toetspeil	1	0	x	x	x	x
9b)	GD - Switch naar SHANSEP	1	1	-	-	-	x
10b)	GD - Geotechnische toets (Phi-c reductie)	1	0	-	-	-	x

x = aangevinkt, - = uitgevinkt

11.6 Vereiste stabiliteitsfactor

In Tabel 6-1 is de afleiding van de vereiste stabiliteitsfactor weergegeven voor de verticale constructies.

Tabel 11-7: Vereiste stabiliteitsfactor (cf. PPE & PPL).

Parameter	Symbool	Waarde	Waarde
		STBI	STBU
Factor voor decompositie faalkansen (GEO, STR:DW en STR:ANK)	-	33%	33%
Betrouwbaarheidsindex op doorsnede	$\beta_{eis;dsn;GEO;STR;ANK}$	5,01	3,46
Schadefactor (verankerd)	$\gamma_{n;LC;GEO;STR;ANK}$	1,16	0,93
Schadefactor (groene dijk)	$\gamma_{n;GD}$	1,16	0,93
Modelfactor (grond)	$\gamma_{d;EEM}$	1,06	1,06
Modelfactor (vervorming)	$\gamma_{d;vervorming}$	1,30	1,30
Schematiseringsfactor	$\gamma_{b;LC;GEO}$	1,10	1,10
Schematiseringsfactor	$\gamma_{b;LC;STR;ANK}$	1,10	1,10
Belastingeffect-factor	$\gamma_{add;damwand}$	1,01	1,01
Vereiste stabiliteitsfactor (verankerd)	$\gamma_{n;LC} \cdot \gamma_d$	1,23	0,99
Vereiste stabiliteitsfactor (groene dijk)	$\gamma_{n;GD} \cdot \gamma_d$	1,23	0,99

11.7 Omgevingsbeïnvloeding

Het type maatregel volgt niet alleen uit de technische mogelijkheid om deze te realiseren, maar is ook afhankelijk van de te verwachten schade aan de omgeving. Het uitgangspunt is dat schadevermijdend wordt gewerkt. Op basis van de TOM voor constructies is nu een keuze voor de referentie gemaakt voor toepassing van een trillingsvrije Soilmix-wand, maar oplossing wordt in DO voor de aannemer vrijgehouden om gepaste techniek te kunnen kiezen.

11.7.1 Grondvervormingen

Algemeen beeld is dat de grondvervormingen als gevolg van de versterking relatief zullen meevallen. Dit kan echter niet worden uitgesloten. In het uitvoeringsplan en ook tijdens het uitvoeren van het ontwerp wordt op basis van expert judgement rekening gehouden met de kans op schade gedurende realisatie.

12. Grave

12.1 Algemeen

Het deelgebied Grave, zoals beschreven in hoofdstuk 4.1, bestaat de dijkvakken in en nabij Grave. Rondom Grave wordt de waterveiligheid verzorgd door grond dijken. In Grave wordt de waterveiligheid verzorgd door middel van constructies. Dit betreft het gedeelte tussen dijkvak 17 ter hoogte van dijkpaalnummer 265+048 en dijkvak 21 ter hoogte van dijkpaalnummer 274+060 zoals weergegeven in Figuur 12-1.



Figuur 12-1 Scope Grave

De kadeconstructie in Grave kan worden ingedeeld in vier deelgebieden:

- Oude Haven (rood);
- Maaskade (geel);
- Halfbastion Bekaf (wit);
- Nieuwe Haven (blauw).

Voor de Oude Haven, Maaskade en Nieuwe Haven ligt er een versterkingsopgave. Voor Halfbastion Bekaf is dit niet het geval.

12.2 Sectie indeling

Door het waterschap is informatie beschikbaar gesteld over de kadeconstructie in Grave. Langs de Oude Haven en Maaskade bestond de waterkering uit de oude vestingmuur. Bij de versterkingen van de waterkering eind jaren '70 (Oude Haven) en begin jaren '90 (Maaskade) is de oude vestingmuur op verschillende wijzen versterkt. Bij de Nieuwe Haven is rond de eeuwwisseling een nieuwe kadeconstructie gerealiseerd langs de Havenstraat.

De beschikbaar gestelde informatie is geïnventariseerd. De resultaten van deze analyse zijn gerapporteerd[53]. Uit de inventarisatie volgt dat er grote variatie aanwezig is in de constructie. Op basis van de resultaten van deze analyse is besloten dat binnen Grave een analyse op dijkvakniveau onvoldoende is. Derhalve is op basis van de aanwezige constructie een indeling gemaakt op sectieniveau. Deze indeling is weergegeven in Tabel 12-1.

Tabel 12-1 Overzicht huidige sectie-indeling [53]

Sectie	Omschrijving Sectie Grave	Dijkpaal van	Dijkpaal tot	Dijkvak
265-1	Oude Haven – Langs Jan van Cuykdijk	265+048	265+095	17
265-2	Oude Haven – Toegang Bomvrije	265+095	265+105	17
265-3	Oude Haven – Deel Raamsluis	265+105	266+004	17
266-1	Oude Haven – Kop Oude Haven	266+004	266+028	18
266-2	Oude Haven – Prinsental – Eerste deel	266+028	266+051	18
266-3	Oude Haven – Prinsental – Rondeel laag	266+051	266+060	18
266-4	Oude Haven – Prinsental – Rondeel hoog	266+060	266+064	18
266-5	Oude Haven – Prinsental – Tweede deel	266+064	266+096	18
266-6	Oude Haven – Prinsental – Nieuwe kadesectie 1	266+096	267+005	18
266-7	Oude Haven – Prinsental – Nieuwe kadesectie 2	267+005	267+028	18
267-1	Oude Haven – Prinsental – Brug	267+028	267+048	18
267-2	Oude Haven – Brug – Havenmond	267+048	267+070	18
267-3	Maaskade – Rondeel Maaskade	267+070	267+084	19
267-4	Maaskade – Muurvak A, B & C	267+084	268+011	19
268-1	Maaskade – Muurvak D	268+011	268+053	19
268-2	Maaskade – Rondeel Muurvak E	268+053	268+066	19
268-3	Maaskade – Muurvak F	268+066	269+057	19
269-1	Maaskade – Toegang Maaspoort	269+057	269+059	19
269-2	Maaskade – Maaspoort 1	269+059	269+060	19
269-3	Maaskade – Maaspoort 2	269+060	269+067	19
269-4	Maaskade – Muurvak G	269+067	269+096	19
269-5	Maaskade – Toegang Maaskade	269+096	269+105	19
270-1	Maaskade – Overgang Maaskade Halfbastion Bekaf	269+105	270+037	19
270-273	Halfbastion Bekaf - Nieuwe Haven	270+037	273+035	20
273-1	Nieuwe Haven – Toegang Havenstraat 1	273+035	273+045	21
273-2	Nieuwe Haven – Havenstraat	273+045	274+046	21
273-3	Nieuwe Haven – Toegang Havenstraat 2	274+046	274+061	21

Bovenstaande indeling is enigszins aangepast en uitgebreid ten opzichte van hetgeen is aangehouden in de verkenningfase[53], als gevolg van voortschrijdend inzicht. Ook zijn specifieke secties toegekend aan de diverse openingen/toegangen die eerder waren aangeduid als coupures dan wel demontabele keringen. Op basis van voortschrijdend inzicht met betrekking tot onder andere constructie, bodemopbouw en/of versterkingsopgave kunnen later weer nieuwe secties geïdentificeerd worden.

12.3 Hoogteopgave Grave

Vooralsnog is hoofdzakelijk sprake van aanpassingen aan kademuren. Echter, de muur langs de Jan van Cuykdijk en aansluitende toegang tot Bomvrije (secties 265-1 en 265-2) en de kade langs de Nieuwe Haven (secties 273-1, 273-2 en 273-3) lijken op dit moment in aanmerking te komen voor nieuwbouw. Bij de secties die voor nieuwbouw in aanmerking komen is sprake van een ontwerplevensduur van honderd jaar, met zichtjaar 2125. Hierbij geldt dat eerst de vereiste hoogte behorend bij zichtjaar 2075 wordt gerealiseerd. De onderbouw wordt echter alvast geschikt gemaakt om na 2075 te kunnen verhogen naar de vereiste hoogte behorend bij zichtjaar 2125. De kademuren worden beoordeeld en ontworpen op een ontwerpwaterstand bij de norm 1/10.000 per jaar, behorende bij zichtjaar 2075 dan wel 2125. Op basis hiervan zijn de Hydraulische BelastingNiveaus afgeleid met Hydra-NL versie 2.7.1. Daarbovenop is sprake van autonome bodemdaling van 0,1 m voor vijftig jaar (zichtjaar 2075) en 0,2 m voor honderd jaar (zichtjaar 2125). Op basis hiervan is per kadesectie de resulterende minimale hoogteopgave bepaald, zie Tabel 12-2.

Tabel 12-2 Afleiding resulterende hoogteopgave Grave

Id (actueel)	Omschrijving Sectie Grave	Bestaande hoogte o.b.v. Inmeting 2024	Hydraulisch Belasting Niveau (HBN 2075) bij 11m tov NAP	Hydraulisch Belasting Niveau (HBN 2125) bij 11m tov NAP	Autonome bodemdaling (2075)	Autonome bodemdaling (2125)	Minimale kerende hoogte tov NAP (2075)	Minimale kerende hoogte tov NAP (2125)	Minimale hoogteopgave (2075)	Minimale hoogteopgave (2125)
Sectie		[m NAP]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
265 1	Oude Haven – Langs Jan van Cuykdijk	12,25	12,772	13,508	0,1	0,2	12,872	13,708	0,622	0,936
265 2	Oude Haven – Toegang Bomvrije	12,23	12,772	13,508	0,1	0,2	12,872	13,708	0,642	0,936
265 3	Oude Haven – Deel Raamsluis	13,34	12,772	niet relevant	0,1	niet relevant	12,872	niet relevant	Geen	niet relevant
266 1	Oude Haven – Kop Oude Haven	12,05	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	12,889	niet relevant	0,839	niet relevant
266 2	Oude Haven – Prinsental – Eerste deel	12,64	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	12,889	niet relevant	0,249	niet relevant
266 3	Oude Haven – Prinsental – Rondeel IJzer	12,06	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	12,889	niet relevant	0,829	niet relevant
266 4	Oude Haven – Prinsental – Rondeel hoek	13,16	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	12,889	niet relevant	Geen	niet relevant
266 5	Oude Haven – Prinsental – Tweede deel	12,97	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	12,889	niet relevant	Geen	niet relevant
266 6	Oude Haven – Prinsental – Nieuwe kadesectie 1	13,31	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	12,889	niet relevant	Geen	niet relevant
266 7	Oude Haven – Prinsental – Nieuwe kadesectie 2	13,08	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	12,889	niet relevant	Geen	niet relevant
267 1	Oude Haven – Prinsental – Brug	12,42	12,833	niet relevant	0,1	niet relevant	12,933	niet relevant	0,513	niet relevant
267 2	Oude Haven – Brug – Havenmond	12,51	12,833	niet relevant	0,1	niet relevant	12,933	niet relevant	0,423	niet relevant
267 3	Maaskade – Rondeel Maaskade	12,94	12,833	niet relevant	0,1	niet relevant	12,933	niet relevant	Geen	niet relevant
267 4	Maaskade – Muurvak A, B & C	12,2	12,833	niet relevant	0,1	niet relevant	12,933	niet relevant	0,733	niet relevant
268 1	Maaskade – Muurvak D	12,19	12,837	niet relevant	0,1	niet relevant	12,937	niet relevant	0,747	niet relevant
268 2	Maaskade – Rondeel Muurvak E	12,54	12,837	niet relevant	0,1	niet relevant	12,937	niet relevant	0,397	niet relevant
268 3	Maaskade – Muurvak F	12,19	12,837	niet relevant	0,1	niet relevant	12,937	niet relevant	0,747	niet relevant
269 1	Maaskade – Toegang Maaspoort	11,63	12,79	niet relevant	0,1	niet relevant	12,89	niet relevant	1,26	niet relevant
269 2	Maaskade – Maaspoort 1	12,58	12,79	niet relevant	0,1	niet relevant	12,89	niet relevant	0,31	niet relevant
269 3	Maaskade – Maaspoort 2	12,18	12,79	niet relevant	0,1	niet relevant	12,89	niet relevant	0,71	niet relevant
269 4	Maaskade – Muurvak G	12,16	12,79	niet relevant	0,1	niet relevant	12,89	niet relevant	0,73	niet relevant
269 5	Maaskade – Toegang Maaskade	11,61	12,79	niet relevant	0,1	niet relevant	12,89	niet relevant	1,28	niet relevant
270 1	Maaskade – Overgang Maaskade Halfbastion Bekaf	12,3	12,714	niet relevant	0,1	niet relevant	12,814	niet relevant	0,514	niet relevant
270 273	Halfbastion Bekaf – Nieuwe Haven	keuze om nu niet te beschouwen	keuze om nu niet te beschouwen	keuze om nu niet te beschouwen	keuze om nu niet te beschouwen	keuze om nu niet te beschouwen	keuze om nu niet te beschouwen	keuze om nu niet te beschouwen	Geen	keuze om nu niet te beschouwen
273 1	Nieuwe Haven – Toegang Havenstraat 1	12,14	12,672	13,387	0,1	0,2	12,772	13,587	0,632	0,915
273 2	Nieuwe Haven – Havenstraat	12,04	12,672	13,387	0,1	0,2	12,772	13,587	0,732	0,915
273 3	Nieuwe Haven – Toegang Havenstraat 2	12,04	12,672	13,387	0,1	0,2	12,772	13,587	0,732	0,915

In de een-na-laatste kolom is de te realiseren hoogte-opgave weergegeven per sectie voor zichtjaar 2075. De cellen zijn groen gearceerd indien er geen hoogteopgave is.

12.4 Werkwijze

12.4.1 Te beschouwen secties VO

Op basis van de tot nu toe geïdentificeerde secties is een ontwerpplan opgesteld waarin is bepaald welke secties in het VO beschouwd dienen te worden en welke secties doorgeschoven kunnen worden naar het DO. Van de op dit moment 27 gedefinieerde secties worden acht secties doorgerekend in het VO. De overige

secties hebben of geen opgave of zijn gelijkwaardig aan de acht secties die onderdeel uitmaken van het advies en kunnen worden uitgewerkt in het DO . De onderbouwing voor de acht secties is als volgt:

- Kop Oude Haven. Sectie 266-1 betreft het deel conform de werkpakketbeschrijving.
- Prinsental. Hier zijn zeven verschillende secties geïdentificeerd. De secties verschillen significant in de constructie. De volgende type constructies zijn geïdentificeerd:
 - Fundering op staal – sectie 266-2 tot en met 266-5.
 - Fundering op palen – sectie 266-6 en 267-7.
 - Constructie gesteund door balkenrooster – sectie 267-1 en 267-2.

In het VO volstaat voor de fundering op staal een doorvertaling van de resultaten van de Kop Oude Haven. De twee andere type constructies zijn dusdanig afwijkend dat deze beschouwd dienen te worden.

- Maaskade. Hier zijn negen verschillende secties geïdentificeerd, waarbij ook de constructie zeer verschillend is. Een aantal secties kan echter wel gegroepeerd worden op dit moment:
 - Fundering op palen – sectie 267-4 & sectie 268-3. In het ontwerp komen deze secties overeen. De revisietekeningen laten echter verschillen zien. Voor de VO fase volstaat het beschouwen van één van de twee secties.
 - Fundering op staal met verankering – sectie 268-1.
 - Fundering op staal zonder verankering – sectie 269-4.
 - Rondeel op staal – sectie 267-3 & sectie 268-2. Voor nu wordt aangenomen dat de rondelen vergelijkbaar zijn. Er is echter geen informatie beschikbaar over het rondel in sectie 267-3. Mogelijk moet deze in een latere fase toch apart beschouwd worden.
 - Maaspoort – sectie 269-1 tot en met 269-3. Deze secties maken allemaal onderdeel uit van de Maaspoort.

Van de vijf verschillende type constructies zullen in het VO de fundering op palen en fundering op staal, zowel verankerd als onverankerd beschouwd worden. Omdat er nog veel onduidelijkheid is over het ontwerp van de Maaspoort en het slechts drie korte secties betreft, worden deze in de VO-fase niet beschouwd en wordt een doorvertaling gemaakt op basis van andere secties. Voor de rondelen geldt dat de beschikbare informatie beperkt is en het ook om relatief korte secties gaat waardoor ook voor deze secties in het VO een doorvertaling zal worden gemaakt op basis van andere secties.

- Overgang Maaskade met Bastion Halfweg. Sectie 270-1 betreft het deel conform de werkpakketbeschrijving. Het nu aanwezige ontwerp in deze sectie, een op een damwand gefundeerde muur, wordt ook gehanteerd als basis voor de sectie aan de Jan van Cuykdijk 2.
- Havenstraat. Sectie 273-2 betreft het deel conform de werkpakketbeschrijving. Voor nu wordt aangenomen dat de waterkering langs de Havenstraat uit een uniforme constructie bestaat. Indien onderzoek aantoont dat dit niet het geval is, zijn mogelijk meer beschouwingen noodzakelijk.

12.4.2 Ontwerpfilosofie

Voor de kadeconstructie in Grave is de ontwerpfilosofie om de bestaande kadeconstructie te versterken uitgaande van zichtjaar 2075. Hiermee is de kans dat de bestaande constructie (grotendeels) behouden kan worden het grootst. Daarnaast is de impact op de omgeving kleiner.

Wanneer blijkt dat het voor een sectie handhaven van de bestaande constructie niet haalbaar is, is een nieuwe constructie nodig dan wel is een aanpassing of versterking van de constructie nodig. Voor een nieuwe constructie is het ontwerpuitgangspunt dat de onderbouw ontworpen dient te zijn uitgaande van zichtjaar 2125. Voor de bovenbouw wordt daarbij wel uitgegaan van 2075 voor de tijdens de versterking te realiseren hoogte van de constructie. De constructie dient geschikt te zijn om in een later stadium te verhogen naar de hoogte behorend bij zichtjaar 2125.

12.5 Modelling

12.5.1 Fasering

Voor de langsconstructies in het project wordt de rekenwijze conform de POVM PPE [14] in de Plaxis-berekeningen gehanteerd, zoals reeds beschreven in paragraaf 11.5. Uitgaande van rekenschema B ziet deze fasering er als volgt uit:

- Stap 1 – Bestaande situatie;
- Stap 2 – Toevoegen nieuwe constructie en eventuele ophoging;
- Stap 3 – Effecten van zakkende grond op de constructie;
- Stap 4a – Waterspanningen aanpassen voor extreme hydraulische belasting;
- Stap 4b – Aanbrengen verkeersbelasting;
- Stap 5 – Krachten en momenten bij hoogwater en verkeersbelasting;
- Stap 6 – Stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting;

Hoewel kadeconstructies langsconstructies zijn, vallen kadeconstructies (nog) niet binnen de scope van de POVM PPL [15]. In de PPL wordt in het hoofdstuk kennisleemtes geschreven: *“De PPL geeft nog geen aanwijzingen voor het op waterveiligheid ontwerpen van stabiliteitsverhogende grondkerende gewichtsconstructies en van stabiliteitsverhogende constructies op paalfunderingen. ...Voor de onderwerpen waar de huidige PPL nog onvoldoende handvatten geeft, moeten de opdrachtgever en/of opdrachtnemer zelf nadere keuzes maken. Een goed vastgelegd en gevalideerde onderbouwing is daarbij vereist...”*.

Desondanks biedt de werkwijze zoals gepresenteerd in de PPE handvatten voor het opstellen van een fasering voor deze situatie. Zodoende is de volgende globale fasering vastgesteld voor het toetsen en ontwerpen van de constructies in Grave:

Stap 1 – Bestaande situatie

In deze stap wordt de bestaande situatie, inclusief de bestaande constructie, gemodelleerd. Door de aanwezigheid van de constructie en de grote verschillen in maaiveldniveau over korte afstand, is er een risico dat de spanningen nog niet volledig in evenwicht zijn aan het einde van de fase. Zodoende wordt een nulstap toegevoegd aan de fasering na de initiële fase om eventuele zogenaamde onbalans weg te werken.

Stap 2 – Toevoegen constructie

Wanneer er een hoogteopgave is, wordt de constructie gewijzigd (of zelfs compleet vernieuwd). In deze fase worden toevoegingen en/of wijzigingen aan de bestaande constructie geactiveerd.

Stap 3 – Zakkende grond

In de PPE wordt beschreven dat deze fase voornamelijk tot doel heeft het effect van zetting op de spanningstoestand te bepalen en niet het effect van kruip op de geometrie te bepalen. De zetting van de ondergrond zorgt voor negatieve kleeft op de constructie en in combinatie met de puntweerstand resulteert dit in hogere normaalkrachten en een additionele belasting op de ankers. De kademuur in Grave betreft echter een betonnen/metselwerk constructie. Voor beton/metselwerk is doorgaans een lage normaalkracht maatgevend omdat daarbij eerder buigscheuren optreden. Daarnaast worden de ankers in deze fase niet gedimensioneerd. Zodoende wordt deze stap achterwege gelaten in de modelering.

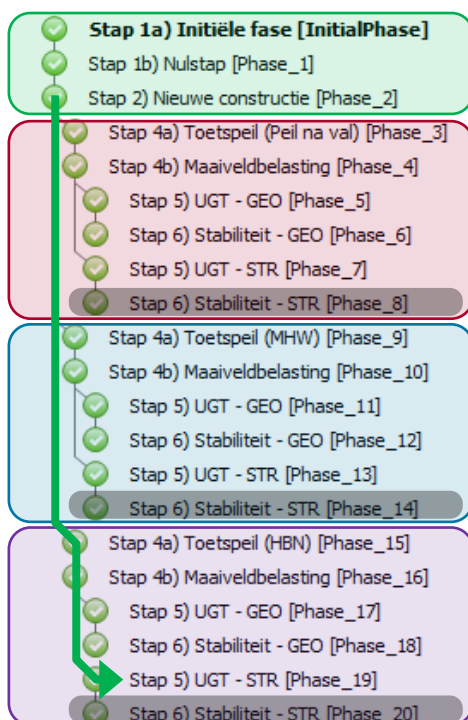
Stap 4 tot en met 6

De twee maatgevende waterstanden die beschouwd moeten worden conform PPL zijn maatgevend voor de geotechnische beschouwing. Echter, de voor de geotechnische beschouwing gehanteerde maatgevende hoogwaterstand (MHW) dekt niet de voor de constructieve beschouwing maatgevende omstandigheden. Wanneer de MHW wordt toegepast in de berekening, dan wordt geen rekening gehouden met de effecten van golfbelasting en/of de waterstandsfluctuaties ten gevolge van golven. Voor de geotechnische beschouwing is

dit geoorloofd, echter voor de constructieve beschouwing zou met deze aanpak de maatgevende situatie onbelicht blijven. Met name voor de te ontwerpen verhoging van de kadeconstructies zou hiermee een te optimistisch beeld van de optredende krachtswerking kunnen ontstaan. Daarom is aan de Plaxis-berekening een derde situatie toegevoegd waarbij een buitenwaterstand gelijk aan Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) wordt toegepast. Dit is voor de bepaling van de krachtswerking ten behoeve van het constructief ontwerp van de verhoging van de kadeconstructies een conservatieve benadering, passend bij de huidige projectfase. De aangevulde fasering is weergegeven in Figuur 12-2.

Toelichting op het hiervoor weergegeven schema:

- Iedere berekening start met de stappen 1a > 1b > 2 (groen kader) om de initiële spanningen te bepalen (als vertrekpunt voor ieder van de daarna door te rekenen scenario's).
- Na de initiële fase zijn 3 hoofdvertakkingen te herkennen:
 - Peil na val (rood kader). Peil na val betreft een plotselinge waterstandsval op de Maas.
 - MHW (blauw kader).
 - HBN (paars kader). Deze stap is toegevoegd om de krachtswerking in de ophoging van de kadeconstructies te bepalen.
- De grijs gearceerde stappen zijn niet doorgerekend, omdat deze niet relevant zijn voor de constructieve berekeningen. Zij zijn echter in het schema opgenomen vanwege de opzet van de Python-scripts, waarin een aantal berekeningsstappen automatisch worden aangemaakt. De stabiliteitsberekening in Plaxis is echter niet relevant voor de constructieve toetsingen. In de UGT-STR (Structural (constructief)) berekeningen worden daarom de stabiliteitsberekeningen niet daadwerkelijk doorlopen.
- Het te volgen berekeningsschema ten behoeve van de maatgevende situatie voor de constructie is met de dikke groene pijl aangegeven.



Figuur 12-2 Fasering berekening

Samengevat betreffen de drie door te rekenen scenario's:

- Peil na val.
 - Primair bedoeld voor de (geotechnische) bepaling van de buitenwaartse stabiliteit.

- De berekende krachtswerking wordt tevens gebruikt in de constructieve toetsing van de bestaande wand in de huidige en toekomstige situatie.
- MHW.
 - Primair bedoeld voor de (geotechnische) bepaling van de binnenwaartse stabiliteit.
 - De berekende krachtswerking is zonder golfbelasting waardoor met name in het op te hogen deel van de constructie te lage krachten berekend worden. Hetzelfde scenario op basis van HBN waterniveau wordt toegevoegd om een situatie met golfbelasting te beschouwen zoals eerder toegelicht.
- HBN.
 - Uitsluitend bedoeld voor sterkte-aspecten. De kade wordt opgehoogd, belast door een hydrostatische waterdruk aangrijpend vanaf HBN niveau. De berekende krachtswerking in zowel de bestaande constructie als ook de te realiseren ophoging wordt gebruikt in de constructieve toetsingen, voor zover deze de maatgevende krachten blijken te zijn.

In de situatie peil na val is momenteel een schematisatie van de waterstand gehanteerd die overeenkomt met de werkwijze voor groene dijken zoals beschreven in de POVM PPL [15]. Dit is mogelijk een te conservatieve modellering gezien de situatie in Grave. Dit dient bevestigd te worden met behulp van geohydrologisch onderzoek.

12.5.1 Tweeledig gebruik Plaxis-modellen

Stabiliteitscontrole is hoofdzakelijk een geotechnisch vraagstuk waarvoor Plaxis-modellen worden ingezet. Constructieve rekenmodellen, bijvoorbeeld opgezet in Scia Engineer, zijn minder geschikt voor de berekening en stabiliteitsbeoordeling van geotechnische constructies.

Met Plaxis-modellen wordt de interactie tussen grond en constructie (soil-structure-interaction, kortweg SSI) impliciet meegenomen. Het opzetten van afzonderlijke constructieve rekenmodellen met Scia Engineer wordt zoveel als mogelijk voorkomen. Het verdisconteren van SSI in een constructief rekenmodel is weliswaar goed mogelijk, maar het kan tijdrovend zijn om het constructieve model goed overeen te laten stemmen met het Plaxis-model en het opzetten van afzonderlijke modellen voor de constructieve toetsingen kan vergen dat er moeilijk te verifiëren aannames gedaan moeten worden.

De Plaxis-modellen worden daarom tevens gebruikt om de snedekrachten in de constructies te bepalen ten behoeve van de sterkte-toetsingen van de kadeconstructies. Waar nodig kan besloten worden om eenvoudige Scia-modellen op te zetten om schaduwberekeningen uit te voeren waarmee de Plaxis-resultaten op plausibiliteit worden beoordeeld.

Bij het opzetten van de Plaxis-modellen wordt bij aanvang reeds rekening gehouden met de informatiebehoefte van de constructeur. Zo wordt bijvoorbeeld in de modelopzet rekening gehouden met de wijze waarop en op welke locaties in de constructie aan het einde van de berekening gegevens uitgelezen moeten worden ten behoeve van verwerking door de constructeur. Andersom geldt dat de constructeur input levert voor aan te houden materiaaleigenschappen, afmetingen, etc. voor de constructieve elementen in het Plaxis-model en worden de voor de constructieve toetsing relevante belastingssituaties door de constructeur opgegeven. Dit wordt nader beschreven in paragraaf 12.5.6.

12.5.2 Veiligheidsfilosofie

Het normtechnische kader voor de constructieve berekeningen is nader uitgewerkt in paragrafen 13.3 en 13.4 van dit document. Uit die normtechnische beschouwing volgt dat de kadeconstructies worden ingedeeld in RC3 voor zowel stabiliteit als sterkte, waarmee impliciet aan de betrouwbaarheidseis uit de Omgevingswet wordt voldaan. Voor de belastingen wordt een referentieperiode van vijftig jaar aangehouden, uitgaande van de mogelijkheid tot behoud van de bestaande kademuren.

Slechts bij geheel vervangen van een kadeconstructie wordt het zichtjaar bijgesteld van 2075 naar 2125, waardoor de referentieperiode voor de belastingen in een dergelijke situatie van vijftig naar honderd jaar gaat. Het vergroten van de referentieperiode leidt dan tot een geringe verhoging van de karakteristieke waarde van de belastingen. Een verlenging van de referentieperiode leidt, in overeenstemming met WOWK artikel 7.7, niet tot aanpassing van de betrouwbaarheidsindex. Dit houdt in dat partiële veiligheidsfactoren voor belastingen onverkort uit geldende normen kunnen worden overgenomen.

Uit de betrouwbaarheidseis vanuit de Omgevingswet volgt dat voor de beoordeling van bestaande kadeconstructies gerekend wordt met de partiële veiligheidsfactoren voor de belastingen voor het nieuwbouwniveau conform tabel A.3 uit NEN 9997-1 [13].

Samengevat wijkt de te volgen aanpak bij de beoordeling van bestaande kademuren ten aanzien van de partiële factoren niet af van een ontwerpberekening voor nieuwbouw.

Tabel 12-3 Partiële belastingfactoren stabiliteitsanalyse RC3 conform tabel A.3 uit NEN 9997-1 [13]

RC3(stabiliteit)		
Belasting (geotechnisch)		
Permanent, ongunstig	$\gamma_{G,ongunstig;GEO}$	1,00
Permanent, gunstig	$\gamma_{G,gunstig;GEO}$	1,00
Variabel, ongunstig	$\gamma_{Q,ongunstig;GEO}$	1,43
Variabel, gunstig	$\gamma_{Q,gunstig;GEO}$	0,00
Belasting (constructief)		
Permanent, ongunstig	$\gamma_{G,ongunstig;STR}$	1,485
Permanent, gunstig	$\gamma_{G,gunstig;STR}$	0,90
Variabel, ongunstig	$\gamma_{Q,ongunstig;STR}$	1,65
Variabel, gunstig	$\gamma_{Q,gunstig;STR}$	0,00

Voor de grondparameters worden de partiële materiaalfactoren conform tabel A.4a uit NEN 9997-1 [13] gehanteerd:

Tabel 12-4 Partiële materiaalfactoren stabiliteitsanalyse RC3 conform tabel A.4a uit NEN 9997-1 [13]

RC3(Stabiliteit)		
Volumegegewicht	γ_V	1,00
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\phi'}$	1,30
Cohesie	$\gamma_{c'}$	1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	2,00
Stijfheid	γ_E	1,00

12.5.3 Hydraulische randvoorwaarden

In de PPL [15] is het te hanteren verloop van de freatische lijn beschreven in het geval van een groene dijk of een dijk met een langsconstructie. Dit verloop is echter niet toepasbaar in Grave. In de berekeningen wordt als uitgangspunt gehanteerd dat de kadeconstructie niet waterdoorlatend is en er daardoor een strikte scheiding tussen de waterstand aan de buiten- en binnenzijde van toepassing is. De gehanteerde (grond)waterstanden per belastingsituatie zijn samengevat in Tabel 12-5.

Tabel 12-5 In Plaxis-model gehanteerde waterstanden

Situatie	Waterstand buitenzijde	Waterstand binnenzijde
Normaal	Dagelijkse omstandigheden	Dagelijkse omstandigheden
Peil na val	Dagelijkse omstandigheden	Maaiveld -0,2 m tot MHW
MHW	MHW	Dagelijkse omstandigheden
HBN	HBN	Dagelijkse omstandigheden

MHW en HBN volgen uit de berekening zoals beschreven in paragraaf 5.2. De waterstand bij Grave is redelijk gereguleerd door de aanwezigheid van de Stuw Grave op enkele honderden meters stroomafwaarts. Voor dagelijkse omstandigheden wordt gerekend met een waterstand van NAP +8,0 m.

Voor de situatie peil na val wordt aangehouden dat de grond aan de landzijde volledig is verzadigd tot het niveau MHW. Indien dit niveau hoger is dan het straatniveau, wordt aangehouden dat de grond verzadigd is tot 0,2 m beneden maaiveld en al het staande water afstroomt bij het zakken van de waterstand in de Maas.

12.5.4 Belastingen

Onder normale gebruiksomstandigheden gelden voor de kadeconstructies geen bijzondere restricties aan de bereikbaarheid voor (vracht)verkeer. Het staat daarom niet op voorhand vast dat extreme waterstanden – waarvoor wel afwijkende verkeersbelastingen kunnen gelden – de maatgevende situaties opleveren voor de kadeconstructies. Onder normale gebruiksomstandigheden wordt daarom gerekend met de gebruikelijke verkeersbelastingen. Deze worden ontleend aan de CUR166. De in de CUR166 genoemde belastingen zijn geënt op de Eurocode, maar zijn in de CUR 166 vertaald naar voor grondkerende constructies generiek toepasbare belastingsschema's.

In geval van stabiliteitsbeoordeling worden de belastingen conform paragraaf 3.3 gehanteerd.

12.5.5 Bodemschematisatie en parameters

Per berekening wordt op basis van het beschikbare, nabijgelegen grondonderzoek een bodemschematisatie bepaald. Voor de te hanteren parameters wordt gebruik gemaakt van de parameters zoals beschreven in paragraaf 11.1.

Tijdens het interpreteren van de grondonderzoeksresultaten gedurende het uitvoeren van de ontwerpwerkzaamheden van de secties kan het gebeuren dat er een grondlaag wordt geïdentificeerd die niet is opgenomen in deze TUN. In dat geval worden parameters bepaald aan de hand van tabel 2.b uit NEN 9997-1 [13], eventueel op basis van empirische relaties conform CUR 2003-7 en/of andere richtlijnen.

12.5.6 Constructieve modellering en uitgangspunten

De Plaxis-modellen zijn 2D plane strain modellen. Dit houdt in dat de constructies in de langsrichting als oneindig lang worden gemodelleerd. Deze schematisering volstaat voor het doel van de uit te voeren berekeningen: stabiliteitscontrole en bepaling van de globale krachtswerking. Het verschil tussen een plane strain en een plane stress model is dat het plane strain model krachtswerking in de langsrichting ontwikkelt,

terwijl een plane stress model ongehinderd in de dikterichting kan vervormen. Plane stress is daarom geschikt voor dunne constructies, waar plane strain geschikt is voor langgerekte constructies.

Waar in de volgende tekst gesproken wordt over volume-elementen betreft dat plane strain elementen: de 2D-elementen met verhinderde vervorming in de dikterichting.

De constructieve elementen worden op verschillende manieren gemodelleerd in Plaxis:

- Metselwerk wordt gemodelleerd met behulp van volume elementen met het Linear Elastic (LE) materiaalmodel. Het metselwerk wordt constructief los gehouden van de betonconstructie: de vorming van een samengestelde constructie wordt voorkomen.
- Beton volume-elementen worden gemodelleerd met behulp van volume-elementen met het Linear Elastic (LE) materiaalmodel eventueel in combinatie met een plate. Deze keuze is afhankelijk van het type constructie. De toe te passen modelleerwijze is toegelicht in de volgende alinea.
- Palen en groutlichaam worden gemodelleerd met behulp van embedded beams.
- Ankerstaven of -buizen worden gemodelleerd met behulp van node-to-node anchors.
- Damwanden worden gemodelleerd met behulp van plate-elementen.

Met betrekking tot het modelleren van de constructie zijn er verschillende methoden voorzien. De toe te passen methode per sectie is afhankelijk van het type constructie. De verschillende modelleerwijzen zijn hieronder beschreven:

- Dummy volume in combinatie met stijve plate. Bij deze modelleerwijze wordt in de hartlijn van de constructie een plaat gemodelleerd zonder gewicht, maar met de stijfheden behorende bij het constructieve element. Daarbij wordt een volume-element toegepast om de juiste vorm en het gewicht van de betonconstructie in het model mee te nemen. De stijfheid van het volume-element wordt echter met een factor 100 (bijvoorbeeld) verlaagd. Deze verlaagde stijfheid is nog steeds hoger dan de stijfheid van de grond waardoor geen onnodig grote vervormingen worden gemodelleerd maar wel voldoende laag dat er geen significante invloed is op de krachtswerking in het plate-element. Constructieve elementen zoals verankeringen en palen dienen direct aan de plate verbonden te worden. Het voordeel van deze methode is dat uit de plate-elementen eenvoudig moment-, normaalkracht- en dwarskrachtlijnen en verplaatsingen kunnen worden gehaald voor de constructieve toetsingen. Deze methode is toepasbaar bij betonconstructies met een constante dikte waar de oude metselwerkmuur geen constructieve functie meer heeft. Deze methode heeft de voorkeur maar is niet altijd toepasbaar.
- Stijf volume eventueel in combinatie met een slappe plate. Voor secties waar de vorige modelleerwijze niet toepasbaar is, wordt de constructie gemodelleerd met een volume-element waarin naast de vorm en het gewicht ook de stijfheid wordt gemodelleerd. Het uitlezen van de resultaten is in dit geval echter lastiger. Er kunnen twee methoden toegepast worden:
 - Het toepassen van een dummy plate. Door in de hartlijn van de constructie een dummy plate toe te passen, kunnen eenvoudig moment-, normaal-, en dwarskrachtenlijnen en verplaatsingen uitgelezen worden. Hiervoor wordt de stijfheid van de plate met een factor 100 (bijvoorbeeld) verlaagd. De plate volgt dan de vervorming van het volume-element maar de berekende krachten zijn dan een factor 100 te laag. De constructeur dient de resultaten te corrigeren. Een dummy plate is toepasbaar bij betonconstructies met een constante dikte. Deze methode is gevoeliger voor fouten. Zeker wanneer andere constructieve elementen zoals ankers en palen in de nabijheid van de dummy plate in het volume-element aangrijpen. Deze lokaal verhoogde spanningen leiden tot afwijkende resultaten in het plate-element. Hier dient behoedzaam mee omgegaan te worden.
 - Spanningen uitlezen. Bij complexe doorsneden en constructies waar metselwerk een constructieve functie heeft, kunnen de spanningen in het volume-element direct worden uitgelezen. Deze methode vraagt een grotere inspanning van de constructeur.

In dwarsprofielen waar het metselwerk geen constructieve functie heeft wordt de stijfheid van het metselwerk in het berekeningsmodel ook verlaagd. Op deze wijze wordt voorkomen dat het metselwerk een significante bijdrage levert aan de stijfheid van de constructie.

In de onderstaande tabellen zijn de gehanteerde eigenschappen weergegeven. Deze invoer wordt met behulp van scripts automatisch ingelezen in Plaxis.

Tabel 12-6 Eigenschappen materialen Linear Elastic (LE) materiaal model

Materiaal	γ [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν [-]
Beton	25,0	25*10 ⁶	0,2
Beton (dummy)	25,0	25*10 ⁴	0,2
Metselwerk (constructief)	22,0	5*10 ⁶	0,2
Metselwerk(niet constructief)	21,0	5*10 ⁴	0,2

Waarin:

γ volumegewicht;
 E elasticiteitsmodulus;
 ν poisons ratio.

Constructieve elementen die niet met volume-elementen worden gemodelleerd, zoals ankers, palen en damwanden, hebben eigenschappen die verschillend kunnen zijn per sectie. De eigenschappen van de gehanteerde elementen per sectie worden opgenomen in de ontwerprapporten.

Voor de corrosie van stalen elementen worden corrosiesnelheden conform NEN 6766 [30] gehanteerd zoals reeds toegelicht in paragraaf 11.2 en 11.3. Indien de stalen elementen reeds aanwezig zijn in de ondergrond wordt corrosie conform NEN 6766 [30] met terugwerkende kracht toegepast tenzij onderzoeks- en/of inspectierapporten van de stalen elementen beschikbaar zijn waarbij de staaldikteafname van de stalen elementen is vastgesteld.

12.6 Constructieve toetsingen

12.6.1 Toe te passen norm

Voor constructieve toetsingen worden materiaaleigenschappen zoveel als mogelijk zodanig geformuleerd dat deze binnen de huidige systematiek van de Eurocode passen. Reden hiervoor is dat de actuele rekentools zijn ingericht op toetsing volgens de Eurocode, waardoor toetsing volgens de ten tijde van het ontwerp vigerende normen (toegestane werkwijze) fouten kan introduceren. In gevallen waarin afkeur plaatsvindt met geringe overschrijding, dan wordt eventueel met handberekeningen volgens oude normen getoetst.

Het omrekenen van materiaaleigenschappen naar de binnen de Eurocode gebruikte opzet voor materiaalmodellen gebeurt aan de hand van Richtlijn Beoordeling Kunstwerken van Rijkswaterstaat (RBK, RTD 1006) [31].

Schematiseringen nodig voor toetsing van de constructies, bijvoorbeeld de bepaling van de meewerkende breedte van T-liggers in een met ribben verstijfde wand, worden uitgevoerd volgens de Eurocode. Daar waar de Eurocode ontoereikend blijkt (bijvoorbeeld: een regel ontbreekt of is komen te vervallen), dan wordt voor die specifieke situatie/toetsing/deeltoetsing teruggegrepen op de oorspronkelijk gehanteerde ontwerpnormen.

12.6.2 Materiaaleigenschappen

Materiaaleigenschappen worden ontleend aan de objectspecifieke archiefinformatie, waarvan factsheets zijn opgesteld waarin de relevante informatie is samengevat. Zoals beschreven worden materiaaleigenschappen vertaald naar Eurocode-opzet in verband met bruikbaarheid in rekentools en ter voorkoming van de introductie van fouten.

13. Kunstwerken

13.1 Ontwerpinstrumentarium

Het ontwerpinstrumentarium voor waterkerende kunstwerken bestaat uit BOI Handleiding Overstromingskansanalyse – Kunstwerken [9] in combinatie met de Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken (WOWK) [22].

13.2 Beschouwing faalmechanismen kunstwerken

De te beschouwen faalmechanismen voor de kunstwerken zijn:

- hoogte (HTKW);
- sterkte en stabiliteit (STKW);
- betrouwbaarheid sluiten (BSKW).

Piping (PKW) wordt voor de kunstwerken niet specifiek nader onderzocht. Voor dit mechanisme is geen opgave.

13.3 Normatief kader constructieve veiligheid

De WOWK is specifiek gericht op ontwerp en verificatie in de context van het waterkerend vermogen van waterkerende kunstwerken in hoogwatersituaties. Waterkerende kunstwerken vervullen echter ook andere functies, in andere situaties dan de hoogwatersituatie. Buiten de hoogwatersituaties zal overstroming niet optreden, waardoor beoordeling volgens de WOWK in die situaties niet voor de hand ligt.

De WOWK verschaft zelf duidelijkheid over de te volgen aanpak en de onderlinge verhouding tussen ontwerpnormen. Bij de beoordeling van waterkerende kunstwerken dient onderscheid te worden gemaakt tussen gevolgen ten aanzien van de waterveiligheid (WOWK, 7.8). Daarnaast wordt onderscheid gemaakt tussen nieuwbouw en bestaande bouw (WOWK, 7.7).

In het kort stelt de WOWK hierover:

- Alle waterkerende kunstwerken dienen altijd te worden geverifieerd op basis van betrouwbaarheidseisen uit het Bouwbesluit.
 - voor nieuwbouw geldt de Eurocode;
 - voor bestaande bouw geldt NEN 8700 serie.
- Leidt constructief falen van het waterkerende kunstwerk tot overstroming, dan moet er tevens een verificatie plaatsvinden op basis van de betrouwbaarheidseis voor constructief falen vanuit de Omgevingswet. Kortom: in de hoogwatersituatie geldt tevens de betrouwbaarheidseis volgens de Omgevingswet.

13.4 Bepaling partiële factoren voor de belastingen

De kunstwerken worden, indien en voor zover nodig, semi-probabilistisch doorgerekend (methode van partiële factoren). Betrouwbaarheidseisen vanuit zowel het Bouwbesluit als vanuit de Omgevingswet worden daarom geoperationaliseerd via de rekenwaarde van het belastingseffect, ergo via de veiligheidsfactoren op de belastingen, gecombineerd met de rekenwaarde(n) van de materiaaleigenschappen.

Benadrukt wordt dat falen en bezwijken niet synoniem zijn, ook of in het bijzonder waar het de constructieve veiligheid betreft. Vanuit de Omgevingswet bezien is falen gelijk te stellen aan het optreden van een

overstroming. Vanuit constructieve ontwerpnormen zoals de Eurocode-serie is falen gelijk te stellen aan het overschrijden van een uiterste grenstoestand: verplaatsingen en geometrieveranderingen zijn te groot om de functie te vervullen, of er treedt dusdanig verlies van samenhang op dat de constructie bezwijkt.

Voor nieuwe waterbouwkundige werken wordt een referentieperiode van honderd jaar gehanteerd, zonder aanpassing van de betrouwbaarheidsindices. De langere ontwerplevensduur vertaalt zich zodoende in hogere karakteristieke waarden van belastingen, maar niet in hogere veiligheidsfactoren op de belastingen. Dit is in overeenstemming met WOWK 7.7.

Met WOWK vergelijking 7.6 wordt de faalkanseis bepaald:

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

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 [-]
ω_{CON}	Faalkansruimtefactor voor <i>constructief falen</i> [-]
c	Correctiefactor voor de correlatie tussen <i>constructief falen</i> en <i>falen door overloop/overslag</i> [-]
N_{dsn}	Lengte-effectfactor voor <i>constructief falen</i> [-]

De variabelen vanaf P_{max} bedragen achtereenvolgens {1/10.000 ; 0,02 ; 3 ; 3}. Hieruit volgt een faalkanseis $P_{eis,KW,CON} = 1/500.000$, wat overeenkomt met $\beta = 4,61$ bij een referentieperiode van één jaar en $\beta = 3,72$ bij een referentieperiode van vijftig jaar.

De berekende betrouwbaarheidsindices komen vrijwel overeen met die behorend bij RC2 nieuwbouw volgens NEN-EN-1990. Dit kan geïnterpreteerd worden alsof aan de betrouwbaarheidseis vanuit de Omgevingswet wordt voldaan als partiële veiligheidsfactoren over de belastingen worden toegepast volgens RC2. Echter, dient te worden bedacht dat het falen of bezwijken van een kunstwerk zich langs meerdere wegen kan voltrekken. De berekende betrouwbaarheidsindices representeren een faalkansbudget op objectniveau, maar de kritische componenten van een kunstwerk dienen ieder afzonderlijk een hogere betrouwbaarheid te hebben om op objectniveau aan de vereiste betrouwbaarheid te voldoen. Rekenregels hieromtrent ontbreken, waardoor gekozen wordt om de partiële veiligheidsfactoren niet verder uit te werken maar de meer praktische insteek volgens artikel 7.8.1 uit WOWK te volgens: in de hoogwatersituatie wordt met de partiële veiligheidsfactoren conform nieuwbouwniveau in RC3 worden gerekend, waarmee volgens de WOWK impliciet aan de betrouwbaarheidseis vanuit de Omgevingswet wordt voldaan.

13.5 Hoogte opgave kunstwerken

Vooral nog is geen sprake van vernieuwing van kunstwerken, er is alleen sprake van aanpassingen aan kunstwerken. Daarom wordt uitgegaan van een ontwerplevensduur van vijftig jaar, met zichtjaar 2075. De kunstwerken worden beoordeeld en ontworpen op een ontwerpwaterstand bij de norm 1/10.000 per jaar, behorende bij zichtjaar 2075. Op basis hiervan zijn de Hydraulische Belasting Niveaus afgeleid met Hydra-NL versie 2.7.1. Daarbovenop is sprake van autonome bodemdaling van 0,1 [m] per vijftig jaar en indien het kunstwerk in een dijktracé ligt wordt rekening gehouden met een overhoogte in verband met zettingen van de naastliggende dijk kruin van 0,1 [m]. Op basis hiervan is per kunstwerk de resulterende minimale hoogteopgave bepaald, zie Tabel 13-1.

Tabel 13-1 Afleiding resulterende hoogte opgave kunstwerken

Id (actueel)	Omschrijving Kunstwerk	Inschatting bestaande hoogte obv StreetSmart en/of GeoWeb [m]	Hydraulisch Belasting Niveau (HBN 2075) bij 1lsm tov NAP [m]	Hydraulisch Belasting Niveau (HBN 2125) bij 1lsm tov NAP [m]	Autonome bodemdaling (2075) [m]	Autonome bodemdaling (2125) [m]	Overhoogte ivm zetting naast liggende kruin dijkdichaam [m]	Overhoogte ivm zetting naast liggende kruin dijkdichaam [m]	Minimale kerende hoogte tov NAP (2075) [m]	Minimale kerende hoogte tov NAP (2125) [m]	Minimale hoogte opgave (2075) [m]	Minimale hoogte opgave (2125) [m]
KW178	Gemaal- en riooloverstort Cuijk	14,17	13,771	niet relevant	0,1	niet relevant	0,1	niet relevant	13,971	niet relevant	Geen	niet relevant
KW188	Keersluis Cuijk	13,3	13,717	niet relevant	0,1	niet relevant	0	niet relevant	13,817	niet relevant	0,517	niet relevant
KW197	Persleiding Sluisgraaf	13,2	13,641	niet relevant	0,1	niet relevant	0,1	niet relevant	13,841	niet relevant	0,641	niet relevant
KW232	Uitwateringssluis Tochtsloot	12,67	13,086	niet relevant	0,1	niet relevant	0,1	niet relevant	13,286	niet relevant	0,616	niet relevant
KW245	Uitwateringssluis Gasselseloop	12,85	13,036	niet relevant	0,1	niet relevant	0,1	niet relevant	13,236	niet relevant	0,386	niet relevant
KW266	Raamsluis	13,4	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	0	niet relevant	12,889	niet relevant	Geen	niet relevant
KW266-1	Uitstroomconstructie riool vrij verval	12,06	12,789	niet relevant	0,1	niet relevant	0	niet relevant	12,889	niet relevant	Geen	niet relevant
KW274	Uitwateringssluis Havenstraat	12,17	12,657	niet relevant	0,1	niet relevant	0	niet relevant	12,757	niet relevant	Geen	niet relevant
KW285	Gemaal van Sasse	12,18	12,479	niet relevant	0,1	niet relevant	0	niet relevant	12,579	niet relevant	0,399	niet relevant

In de een-na-laatste kolom is de te realiseren hoogteopgave weergegeven per kunstwerk voor zichtjaar 2075. De cellen zijn groen gearceerd indien er geen hoogteopgave is.

Er heeft een wijziging plaatsgevonden met betrekking tot de scope van de kunstwerken in vergelijking met de verkenningfase. De wijzigingen betreffen:

- Gemaal en riooloverstort Cuijk (KW178) vormt geen onderdeel meer van de scope voor het werkpakket kunstwerken en wordt daarom niet nader beschouwd. De reden hiervoor is dat het deel van het kunstwerk dat in de dijk zit geen functie meer heeft. De constructie in de dijk dient te worden verwijderd.
- Uitstroomconstructie riool vrij verval in de Oude Haven van Grave (KW266-1) is toegevoegd aan de scope. Aan dit object zijn echter geen werkzaamheden voorzien en de afmetingen van de uitstroomconstructie zijn van dien aard (gering) dat de bijdrage in faalkans voor BSKW nihil is gebleken. Derhalve wordt dit kunstwerk wel hier genoemd, maar verder niet meer behandeld.
- Coupures en locaties met demontabele keringen zijn ondergebracht bij de scope van de kademuren Grave (zie vorig hoofdstuk); deze locaties hebben niet meer het 'label' kunstwerken. Dit is een wijziging ten opzichte van de verkenningfase. De reden hiervoor is dat coupures dan wel demontabele keringen zorgen voor het oplossen van een eventueel hoogtetekort van de kademuren. Hiermee wordt hetzelfde bereikt als bijvoorbeeld het op metselen of op andere wijze verhogen van de kade.

Er ligt een advies tot het uitvoeren van nadere inspecties van alle kunstwerken. De inspecties zijn bedoeld ter verificatie van de toestand van de kunstwerken. Op dit moment is het uitgangspunt dat alle kunstwerken nog in een (voldoende) goede conditie verkeren en nog geruime tijd in stand gehouden kunnen worden zonder ingrijpende renovatie of versterking. De inspectieresultaten kunnen aanleiding geven om dit uitgangspunt in een later stadium te heroverwegen.

13.6 Doorsnede-eisen

De doorsnede-eis per faalmechanisme wordt conform OI2014v4 berekend met de volgende formule:

$$P_{eis;dsn} = \frac{\omega P_{eis}(\cdot c)}{N_{dsn}}$$

Waarin:

- $P_{eis;dsn}$ faalkanseis per doorsnede of kunstwerk [1/ jaar];
 P_{eis} norm van het dijktraject [1/jaar];
 ω faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme [-];
 c correctiefactor voor correlatie tussen constructief falen en falen door overloop/overslag, alleen van toepassing bij STKW [-];
 N_{dsn} lengte-effectfactor voor een doorsnede of kunstwerk [-].

Tabel 13-2 geeft de doorsnede-eisen weer bij de norm. Voor het ontwerp wordt de standaardfaalkansverdeling uit het OI2014v4 [2] toegepast. Voor de faalmechanismen hoogte en STKW is de lengte-effectfactor gegeven in het ontwerpinstrumentarium. De gehanteerde lengte-effectfactoren zijn gegeven in Tabel 13-2. Voor BSKW wordt een trajectaanpak toegepast en wordt de doorsnede-eis per kunstwerk losgelaten. De trajectaanpak voor BSKW is nader toegelicht in paragraaf 13.7.

Tabel 13-2 Faalkanseisen per faalmechanisme

Kunstwerkspoor	Faalkansbegroting	N_{dsn}	Doorsnede-eis [1/jaren]
Hoogte kunstwerk (HTKW) ¹	24%	1	1/41.667
Sterkte en stabiliteit puntconstructies (STKWp) ²	2%	3	1/500.000
Verklaring: 1. Conform OI2014v4 is de N-waarde voor het spoor hoogte terug te vinden in Bijlage A. Voor traject 36-2 is de N-waarde $N = 1$. 2. Conform de WOWK [22] is uitgegaan van $N=3$. Dit is gebaseerd op WBI in Bijlage III [10] waar de N-waarde onafhankelijk is verondersteld van het aantal kunstwerken. Voor de correctiefactor c voor de correlatie tussen constructief falen en falen door overloop/overslag is de waarde 3 aangehouden, cf. WOWK tabel 9.			

13.7 Trajectaanpak BSKW

De faalkans van drie kunstwerken is dermate groot dat in het VKA geen mogelijkheden zijn gezien om de kunstwerken zodanig aan te passen dat deze gaan voldoen aan de doorsnede-eis. Er is daarom gekozen om BSKW te beschouwen aan de hand van een trajectaanpak, waarbij de som van de faalkansen voor BSKW van alle kunstwerken gezamenlijk, kleiner is dan de faalkanseis op trajectniveau. De doorsnede-eis wordt hierbij losgelaten.

De faalkanseis voor het traject is berekend met de volgende formule:

$$P_{eis;traject} = \omega P_{eis}$$

Waarin:

$P_{\text{eis,traject}}$ faalkanseis voor het traject [1/ jaar];

P_{eis} norm van het dijktraject [1/jaar];

ω faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme [-].

De faalkansruimte is bepaald volgens de standaardfaalkansverdeling cf. het BOI en is 0,04 voor BSKW. De faalkanseis op trajectniveau voor dit toetsspoor is daarmee gelijk aan $0,04 * 1/10.000 = 4 * 10^{-6}$ per jaar.

14. Overgangen en inpassing

14.1 Overgang grondoplossingen

Het is wenselijk om een zo eenduidig mogelijk beeld te verkrijgen van de inpassing van overgangen. Dit betreffen de verschillen tussen twee vakken in de geometrie zoals hoogte kruin, hoogte berm, bermlengte.

Bij een binnendijkse versterking wordt het ontwerp in principe getekend vanaf de buitenkruinlijn naar binnen toe. Dit betekent dat de huidige buitenkruinlijn vastligt en dat de dijkversterking geen effect heeft op het buitentalud en eventuele rivierkundige effecten. Bij een buitendijkse versterking (zoals bij een tuimeldijk) wordt van dit uitgangspunt afgeweken.

Per dijkvak wordt de geometrie bepaald. Voor een goede ruimtelijke inpassing is een flauwe overgang zeer gewenst. Daarom worden de volgende overgangen aangehouden:

- Overgang in lengterichting voor dijk- en bermtalud heeft een helling van 1:30;
- Overgang in lengterichting voor de bermhoogte heeft een helling van 1:50;
- Overgang in lengterichting voor de kruinhoogte heeft een helling van 1:100.

Vanwege maaibeheer wordt daarnaast een minimale bochtstraal van $R=1,0$ m voor vlakken met grasbekleding aangehouden.

Indien de grondoplossing lokaal niet past vanwege kritische infrastructuur of bebouwing, wordt een constructiezone aangegeven. De lengte van het maatwerk is de lengte van het object dat tot het maatwerk zorgt, en dan aan beide zijde 5 m extra. Hier past de berm niet. Van deze punten komt er een overgangszone van 25 m. In die zone wordt de constructie toegepast en kan de overgang naar een berm worden gerealiseerd.

14.2 Overgang verticale stabiliteitsoplossingen

Bijlage C van de PPL [15] geeft een beschrijving van hoe de overgang van de stabiliteitsconstructies er minimaal moet uitzien. Hierbij is voor de verschillende constructie types een lengte van de overgangszone aangegeven waarin constructies overlappen. Dit is gegeven voor:

- Constructie kruin – constructie teen overgang;
- Constructie kruin – grondoplossing;
- Constructie teen – grondoplossing.

Indien het scherm naast een stabiliteitsfunctie ook voor piping benodigd is, moet worden ontworpen zoals in paragraaf 14.3 wordt beschreven.

14.3 Overgang piping

14.3.1 Kleinkassing - verticale maatregel

Waar gekozen wordt voor een horizontale maatregel, zoals een kleinkassing of pipingberm dient een overgang te worden gerealiseerd. De lengte van de overgang is dient gelijk te zijn aan het kwelwegtekort dat de oplossing geeft. Indien er variatie in maaiveldhoogte of uittredepunt is, dan kan hier een optimalisatie worden uitgevoerd met lokale berekeningen. Uitgaande van het maximale ruimtebeslag is dit een optimalisatie die kan worden beschouwd. In het VO wordt hier praktisch naar gekeken, wat is nut noodzaak van de optimalisatie en wat zijn de ontwerpvrijheden die je wilt behouden.

14.3.2 GZB - verticale maatregel

Voor een overgang van een verticale pipingmaatregel (evt. gecombineerd met een stabiliteitsfunctie) naar een GZB zijn in de OBOR geen concrete voorschriften. Vanuit de leidraad wordt geadviseerd om uit te gaan van een kleiprop ter plaatse van de overgang.

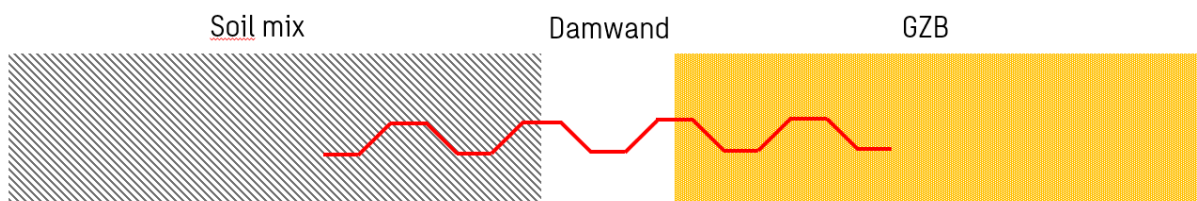
In afstemming met het waterschap is besloten om af te wijken en te kiezen voor alternatieve overgang, waarbij de damwand in de GZB komt te staan. De uitvoeringsstappen zijn dan als volgt:

1. Plaatsten damwanden voor het uitvoeren van de ontgraving
2. Ontgraven kuil GZB
3. Plaatsen 1e damwand van pipingscherm, deze komt in de kuil
4. Vullen van kuil met GZB zand (filter), waarbij het zand om de damwandplank heen aanwezig is, maar ook geen vervuiling door de laag heen zit, die bij later installeren wel kan ontstaan
5. Terug vullen kuil met grondmateriaal. Je GZB is gerealiseerd en je hebt de 1e plank staan, waarvan je zeker weet dat de GZB goed omheen is gevormd.
6. Vanaf 1e plank kan je dan de damwanden doorzetten. De aansluitende planken worden deels in de GZB gezet (de beginplank is omringd). Daarmee zit er nog een stuk GZB om deze planken, maar bij installatie kan niet worden uitgesloten dat de damwand vervuiling in de GZB brengt (stukken klei, etc).

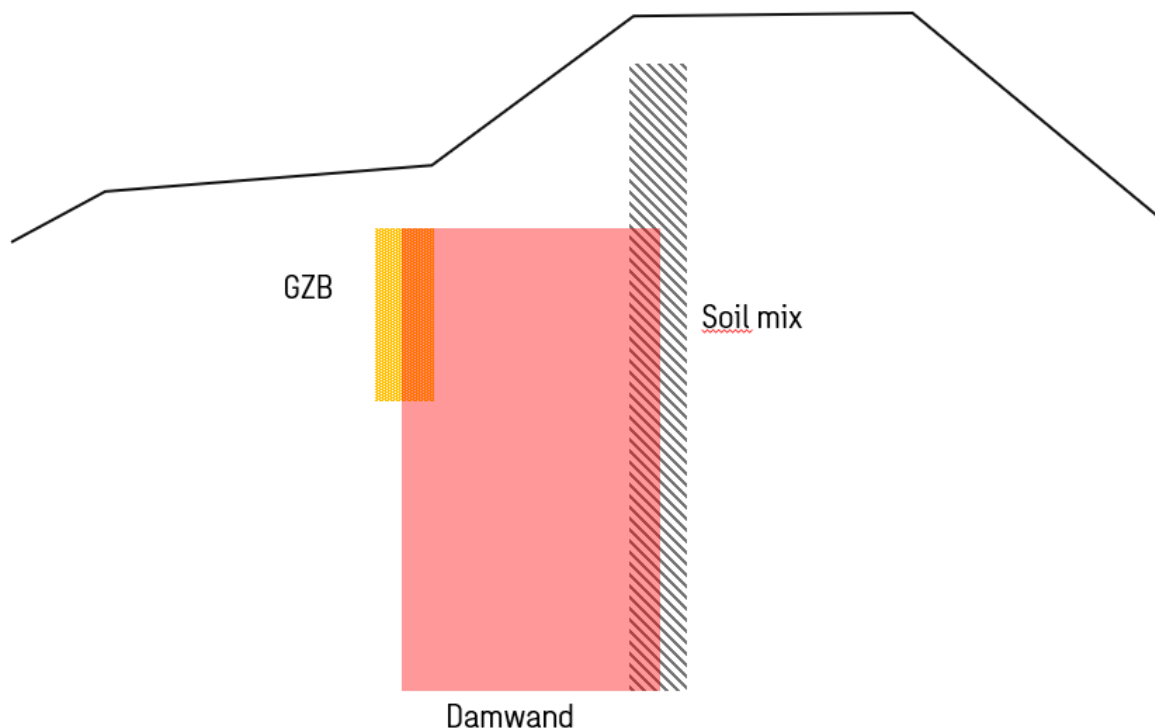
Let op, door aanvulling rondom de plank is de sterkte hier laag. Dus bij drukken kan deze eerste plank niet gebruiken als contra om mee te drukken.

In de basis is de verticale optie nog niet verder gedefinieerd, maar open voor de aannemer. Hierbij wordt als referentie uitgegaan van soilmix technieken. In het geval dat dit wordt toegepast is de aansluiting lastig te realiseren. Eerst plaatsen van soilmix zal ontgraven voor GZB lastig te realiseren maken. Andersom is en het roeren van de ondergrond voor de soilmix nadat er net een GZB is aangelegd destructief. Een extra nadeel is dat de GZB goed doorlatend is en dat het cement mengsel de GZB kan inlopen en deze dan kan verstopen. Om een praktische oplossing te hebben wordt voorlopig gekozen om uit te gaan van een GZB – damwand overgang van een paar planken waarbij dan een tweede soilmix - damwand overgang is. Deze is schetsmatig weergegeven in Figuur 14-1.

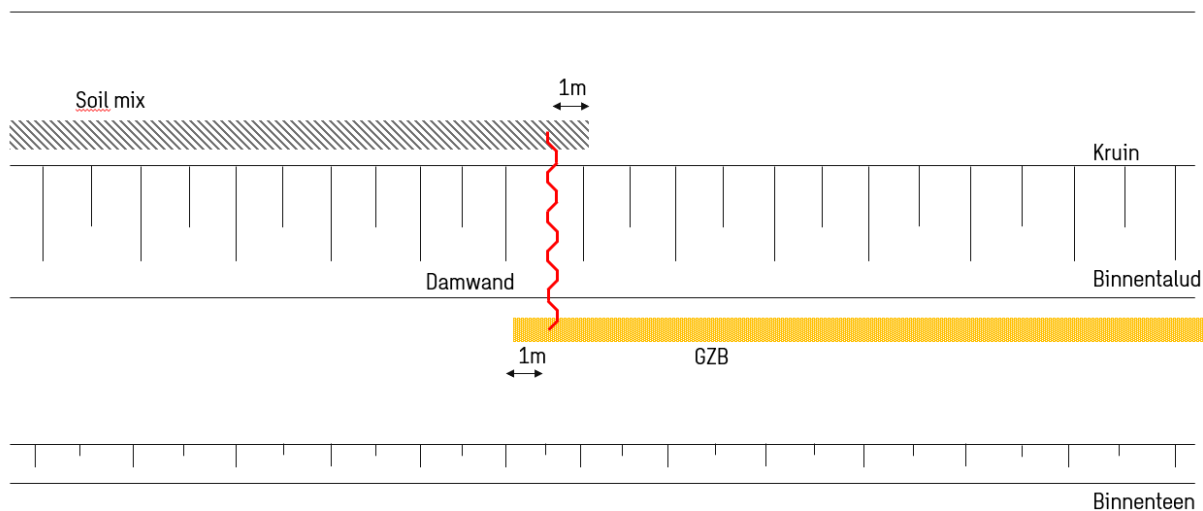
Een soilmix-wand voor stabiliteit staat in principe in de kruin, daar waar een GZB ter plaatse de huidige binnenteen wordt geplaatst. De overgang dient dusdanig uitgevoerd te worden dat achterloopsheid wordt voorkomen. Een principeoplossing voor deze situatie is schematisch weergegeven in een doorsnede (Figuur 14-2) en bovenaanzicht (Figuur 14-3).



Figuur 14-1 Schets bovenaanzicht van aansluiting GZB op een soilmix-wand



Figuur 14-2 Schets dwarsdoorsnede van aansluiting GZB op soil mix



Figuur 14-3 Schets bovenaanzicht van aansluiting GZB op soil mix (voorloopig voorstel aangehouden voor VO)

14.3.3 Verticale maatregel kruin – verticale maatregel teen

Bij een overgang van de kruin naar de binnenteen waar ook piping speelt zijn er twee opties om dit te realiseren. Het verkrijgen van voldoende overlap (kwelweglengte) zal veelal grote lengtes vergen (denk aan afstanden van 50 m). Het alternatief is om een overgang loodrecht op de schermen (dus in het dwarsprofiel) uit te voeren. Ervaring is dat dit bij damwanden vaak de meest economische (en duurzame) oplossing is. Omdat met de verticale maatregel ook wordt gekeken naar de soilmix varianten kan uitvoering hier mogelijk implicaties geven. Vanwege uitvoerbaarheid kan het zijn dat een overgang met soilmix niet mogelijk is. Als alternatief wordt dan overgestapt naar een lokaal te drukken overgang met damwanden als referentie. Hierbij dient de aansluiting tussen de delen waterdicht te zijn gezien de toepassing voor piping. De uitwerking is vergelijkbaar met de schematisering voor de overgang GZB – verticale constructie, weergegeven in een doorsnede (Figuur 14-2) en bovenaanzicht (Figuur 14-3).

15. NWO's

15.1 Algemeen

In de beschouwing van de NWO wordt aan de hand van de volgende indeling gekeken naar de verschillende Niet Waterkerende objecten.

- bomen;
- gebouwen;
- K&L;
- overig.

15.2 Bomen en struiken

Rondom de bestaande dijk zijn (beschermd) bomen en struiken aanwezig. Deze hebben een landschappelijke-ecologische en/of culturele waarde. De bomen en struiken zijn beschermd door wet en regelgeving en beleid, vanuit cultuurhistorie, ruimtelijke inpassing, landschap en flora en fauna oogpunt. Figuur 15-1 laat een overzicht zien van de vanuit provincie aangegeven beschermde bomen en struiken.

De dijkversterking heeft impact op bestaande bomen en struiken. Uitgangspunt is dat er in de basis geen bomen, struiken en heggen in het profiel van de dijk zijn, tenzij deze kunnen worden ingepast in het dijkontwerp. Deze kunnen mogelijk worden behouden en anders is gekeken naar alternatieven zoals herbeplanten. In de VO-fase is een inventarisatie uitgevoerd naar de bomen, struiken en heggen die mogelijk op locatie zijn in te passen, zie Figuur 15-2.

Voor de inpassing gelden de volgende leidende ontwerp principes⁷:

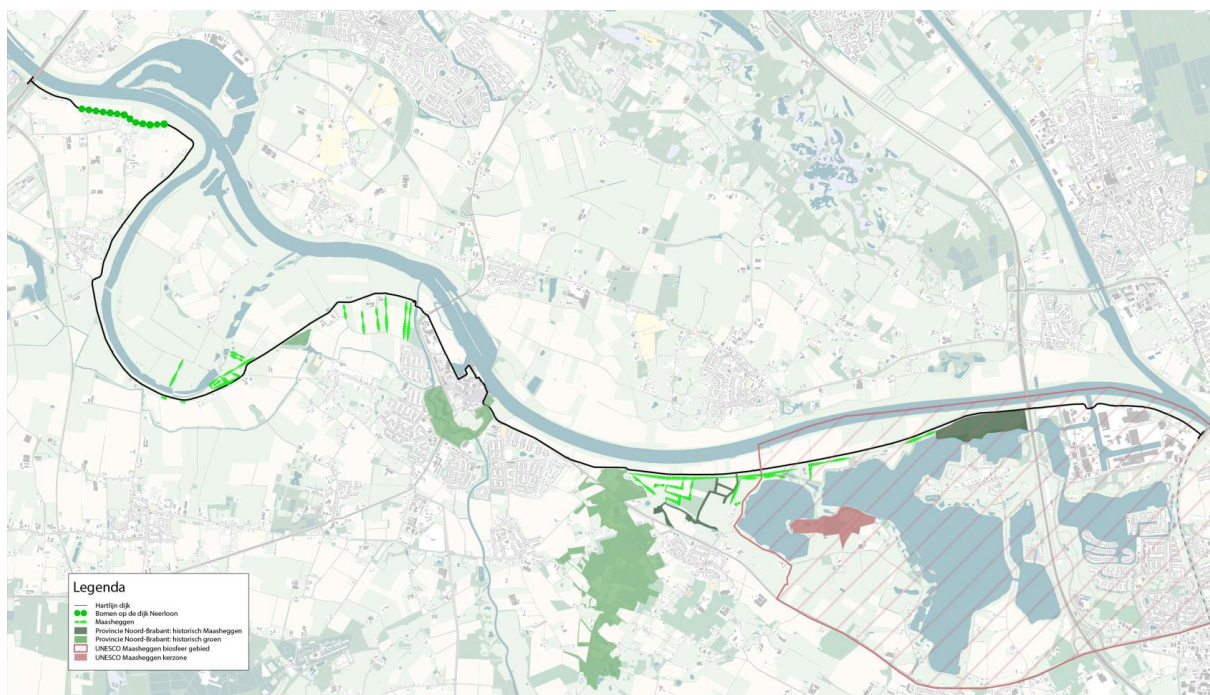
- De bomen en struiken hebben een aanzienlijke landschappelijke- ecologische en/of culturele waarde;
- Locatie* her te planten bomen en struiken:
 - niet op het buitentalud en minimaal 10 meter vanuit buitenteen, tenzij hoog liggend voorland of onder voorwaarden bij tuinen van buitendijkse panden;
 - niet op het binnentalud en minimaal 4 meter uit de binnenteen, tenzij aanzienlijke landschappelijke- ecologische en/of culturele waarde of een (zeer) brede kruin;
 - niet op de kruin, tenzij zeer breed en dan alsnog minimaal 5 meter vanuit de buitenkruinlijn;
- Bij herplanting op de kering: solitaire bomen i.p.v. een bomenrij;
- Indien binnen ontwerpprofiel: een leeflaag aanbrengen voor opvangen van mogelijke ontgrondingskuil (ten minste 1 meter voor bomen en 50 cm voor struiken⁸);
- Anti-graverij maatregelen treffen, dit geldt met name voor struiken;
- Aanplant strategie met ruimte voor toegankelijkheid tractor en beheerder t.b.v. beheer&onderhoud en inspectie.

* De locatie kan op basis van eisen van het bevoegd gezag nog wijzigen. Dit is niet geheel voorafgaand aan de vergunningsprocedure te ondervangen.

Bomen die meer dan 12 m (reguliere werkstrook + flexibiliteitsstrook) buiten de binnenteen staan kunnen vanuit het oogpunt van de stabiliteit van de kering (STBI) behouden blijven. De aanvullende faalkans door bomen op deze locatie is opgenomen binnen de schematiseringsfactor (zie hoofdstuk 1 van Bijlage C) waardoor geen aanvullende analyse benodigd is. Een beschouwing t.a.v. piping blijft benodigd.

⁷ De ontwerpprincipes zijn gebaseerd op de primaire regels van het waterschap en zijn op 21 januari 2025 afgesteld met de beheerder van WSAM

⁸ Is het eerste uitgangspunt i.v.m. maximaal ruimtebeslag, maar dient in ontwerp aangetoond (en waar mogelijk geoptimaliseerd) te worden



Figuur 15-1 Inventarisatie beschermde bomen en struiken uit provinciaal beleid



Figuur 15-2 locaties van knelpunt van bomen en struiken met het dijkontwerp, die mogelijk op locatie ingepast kunnen worden

Voor de te behouden bomen moet worden gekeken welke faalpaden kunnen leiden tot een waterveiligheidstekort. Hierbij zijn met name het omwaaien en de ontgronding én het gewicht en windbelasting van een boom op de dijk indien de boom op de kering of berm staat, die dit tot gevolg kan hebben het een aanvullend risico van een NWO.

Hiervoor kunnen de volgende uitgangspunten, o.b.v. TUN MeMa [49], worden aangehouden. Op basis van een BEA (bomen effect analyse) kunnen deze mogelijk aangescherpt worden.

- windbelasting: 4,4 kN/m;
- diameter wortelzone: 7,2 m;

- ontgrondingsdiepte 1,2 m voor bestaande bomen, 1,0 m voor nieuwe bomen/herplanten (beleidsregels WSAM);
- aangrijpingspunt wind: 22,5 m boven maaiveld, aan te scherpen o.b.v. bomeninventarisatie;
- invloedshoek belasting: 30 graden.

Voor het beoordelingsprofiel wordt voor het binnentalud een minimale kruinbreedte van 3 m en een buitentalud van 1:2 voor kleidijken voorgeschreven. KPR schrijft voor kleidijken met een overslag kleiner dan 1 l/s/m een minimale kruinbreedte van 1,5 m voor bij het beoordelingsprofiel in de methode relevant schuifvlak [7]. De keuze tussen deze beoordelingsprofielen hangt af van de situatie ter plaatse.

Conditionele faalkans

Een hoogwatergolf op de Maas is afvoer gedomineerd, niet storm gedomineerd. Het omwaaien van een boom, resulterend in een ontgrondingskuil, is daarom slechts in zeer beperkte mate gecorreleerd aan een hoogwatergolf op de Maas. Daarom is bepaald wat de kans van voorkomen van een storm is waarbij bomen omwaaien. Hierbij is uitgegaan dat een ontgroning van een boom optreedt bij windkracht 10, wat overeenkomt met een gemiddelde snelheid van 26,5 m/s. Om te terugkeertijd te bepalen van deze windsnelheid ter plaatse van de projectlocatie is gebruik gemaakt van de windstatistiek binnen Hydra-NL, voor de locatie corresponderend met de projectlocatie. Voor Cuijk-Ravenstein correspondeert dit binnen Hydra-NL databases met de locatie Deelen. Hierdoor is gebruikt gemaakt van 'Ovkanswind_Deelen_2017_metOnzHeid-bestand' vanuit Hydra-NL. Hieruit blijkt dat de windsnelheid van 26,5 m/s een terugkeertijd heeft van 106 jaar. Met Waterschap Aa en Maas is afgesteld om een terugkeertijd van 100 jaar aan te houden, corresponderend met een conditionele faalkans van 0,01.

Herplanting

Nieuwe bomen en struiken, inclusief de ontgrondingskuil, moeten buiten het leggerprofiel van de waterkering worden geplaatst en op termijn goed vervangbaar zijn. Voor bomen wordt uitgegaan van een schijfvormige ontgrondingskuil met een diepte van 1 meter en een straal, vanuit het hart van de boom, van 2 meter. Voor struiken wordt eveneens uitgegaan van een schijfvormige ontgrondingskuil, met een diepte van 0,5 meter en een straal, vanuit het hart van de struik, van 1 meter. In het ontwerp wordt een minimale overhoogte ter grootte van de respectievelijke ontgrondingskuil voor bomen en struiken opgenomen.

Ontwerp VO

Bestaande bomen die niet gekapt dienen te worden in de VO2.0 ronde, worden kwalitatief beoordeeld op waterveiligheid in combinatie met een STBI SOM met ontgrondingskuil. Struiken worden kwalitatief beoordeeld en als waterveilig aangenomen (zie Regeling veiligheid primaire waterkeringen - Bijlage III [10]). Te herplanten bomen en struiken worden in VO2.0 kwalitatief beoordeeld. Er wordt een extra leeflaag toegepast.

Aanbevolen wordt om het VO ontwerp met hergeplante bomen en struiken te optimaliseren in het DO, waarbij met een gedetailleerde waterveiligheidsanalyse aangetoond wordt dat de extra leeflaag kan worden gereduceerd.

15.3 Gebouwen

Uitgangspunt voor het ontwerp van de dijkversterking is in beginsel dat het amoveren van huizen wordt voorkomen.

Naast bebouwing aan de binnendijkse zijde is er in Grave ook sprake van buitendijkse bebouwing. Dit betreft locaties de Bomvrije en bij Maaskade Noord, de huizen richting scheepswerf en de scheepswerf.

Ook voor de gebouwen zijn er meerdere stappen die doorlopen worden. Zoals aangegeven worden ontwerpen in de basis zo gemaakt dat gebouwen gespaart blijven. Hierbij wordt in eerste instantie vooral gekeken naar de eindsituatie, welk ontwerp past hierbij.

Tevens wordt de informatie over de gebouwen gebruikt om na te gaan of er aanvullende faalpaden kunnen optreden die moeten worden gecontroleerd. Dit gebeurt waar mogelijk kwalitatief. Risicovolle gebouwen zijn voornamelijk gebouwen waar holle ruimtes onder het maaiveld aanwezig zijn. Gedacht moet worden aan kelders en kruipruimtes.

Aangezien wordt ontworpen op een overslagdebiet van 1 l/s/m wordt geen rekening gehouden met erosie.

In het VO wordt op basis van de gegevens volgend uit het inmeten van de gebouwen gekeken naar de uitvoeringsmethodiek. Deze is gericht op het voorkomen van schades. Deze analyse wordt meegenomen in het ontwerp.

15.4 K&L

Wanneer er in het dijkprofiel (profiel van vrije ruimte) kabels en/of leidingen liggen dient hier in het ontwerp conform veiligheidsraamwerk POV K&L [17] en NEN 3650 [18] en 3651 [19] te worden ontworpen. In de beschouwing dienen de faalpaden van zowel het falen van de dijk als het falen van de desbetreffende kabel of leiding te worden uitgewerkt.

15.4.1 Categorie-indeling leidingen

Op basis van impact op het dijkverbeteringsproject is in de verkenning onderscheid gemaakt in verschillende categorieën leidingen. In het VO ligt de focus voornamelijk op de categorie 1 leidingen. Dit zijn onder andere de leidingen die voorafgaand aan de uitvoeringsfase dienen worden te verlegd (indien nodig).

Categorie 2 zijn kabels en leidingen waarover vóór de uitvoeringsfase afspraken zijn gemaakt over de technische oplossing en doorlooptijden. Deze afspraken zijn bindend voor het vervolgtraject, tenzij in overleg met alle partijen aanzienlijke besparing in tijd (inclusief vergunningen) en geld kan worden bereikt. De aanpassing van deze kabels en leidingen loopt synchroon met de werkzaamheden aan de dijk.

Categorie 3 zijn kabels en leidingen die tijdens het verrichten van de werkzaamheden aan de dijk worden aangepast.

In de RVO is gestart met de afstemming en het in kaart brengen van de volgende kabels en leidingen

- (hoge druk) gasleidingen, vak 37;
- gasleiding parallel in de kering bij de Koninginnedijk;
- kruisende waterleidingen (grote diameter);
- hoogspanningsmasten (ruimte onder de mast en zettingen bij voet van de mast);
- in kaart brengen risicovolle infrastructuur → middenspanningsruimtes.

15.4.2 Veiligheidsraamwerk

Het veiligheidsraamwerk POV K&L [17] en onderliggende voorbeelden geven een beeld van hoe categorie 1 leidingen kunnen worden getoetst/beoordeeld. Op hoofdlijnen dienen er drie toetsingen te worden uitgevoerd:

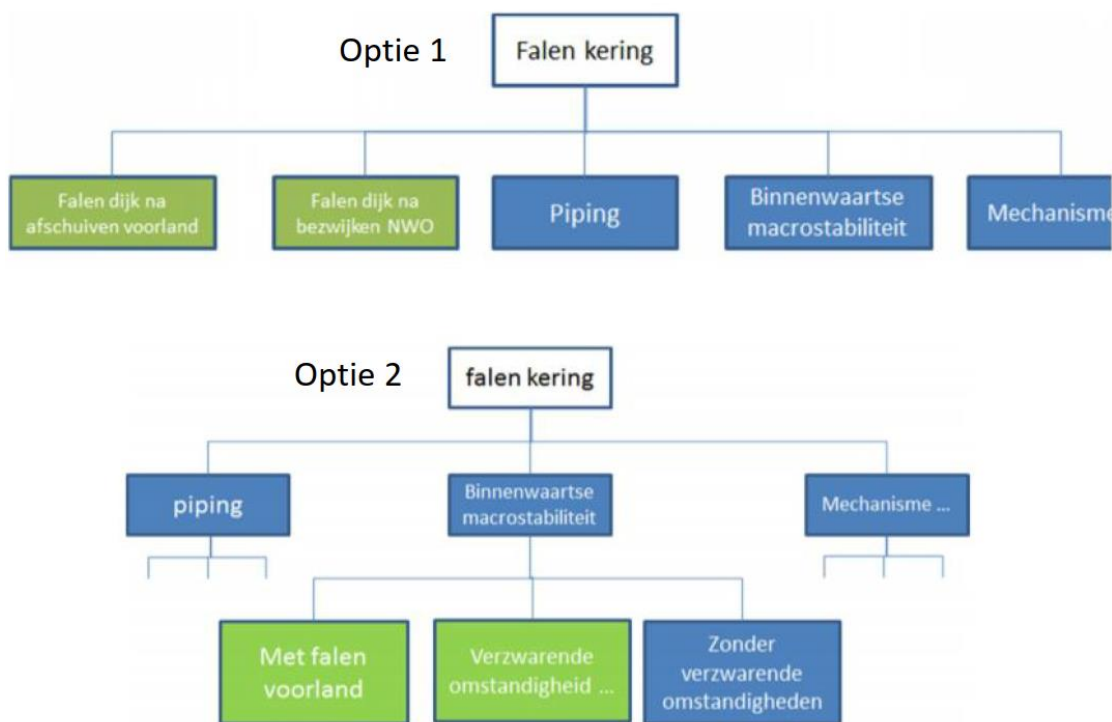
- Voldoet de dijk (zonder leiding) in de desbetreffende doorsnede aan waterveiligheidseis? → ontwerp moet voldoen aan faalmechanismen zoals beschreven in hoofdstukken 7 t/m 10. In de analyse dient te worden beschouwd of er afwijkingen zijn tussen het maatgevende profiel en het profiel op de locatie van de leidingkruising.
- Voldoet de leiding? De leiding dient zowel in huidige situatie als tijdens de versterking en bij einde planperiode 2075 (eventueel eerder als levensduur leiding korter is) te voldoen. Vanuit het ontwerp kan de belasting op de leiding worden bepaald. Dit dient samen met de leidingbeheerder te worden getoetst zodat deze kan verklaren dat de leiding voldoet.

- De waterveiligheid wordt geborgd ook met het optreden van bezwijken van de leiding.

De eerste twee punten moeten in feite al bij elke versterking worden afgestemd. Het derde punt is met de introductie van het OI (en BOI) nieuw. Vanuit de veiligheidsgedachte dient elke kans expliciet te worden gemaakt om zodoende te kunnen toetsen aan de gestelde eis.

In het veiligheidsraamwerk POV K&L zijn twee opties gegeven om de faalkanseis te bepalen, zie Figuur 15-3.

- Optie 1: Als afzonderlijk direct faalmechanisme, waarbij de faalkansbijdrage van een individuele leiding centraal staat.
- Optie 2: Als verzwarende omstandigheid voor een direct faalmechanisme.



Figuur 15-3 twee opties voor faalkanseis voor indirecte mechanismen [17]

In de veiligheidsopgave is bij start van de planuitwerking bij de directe faalmechanismen geen rekening gehouden met verzwarende omstandigheden. Wanneer voor optie 2 wordt gekozen, heeft dit het gevolg dat een deel van het faalbudget voor de verzwarende omstandigheden nodig is. Het gevolg is dat gehele opgave moet worden aangepast, wat niet wenselijk is.

Optie 1 kan zonder problemen worden toegepast omdat in het veiligheidsraamwerk van het OI wordt geput uit de ruimte voor overige faalmechanismen (nog niet benut). Voorgesteld wordt om conform het voorbeeld van de kansverdeling van het raamwerk verder op te delen (zie Figuur 15-4).

Voorbeeld faalkanseisen Optie 1: Falen NWO als direct faalmechanisme		
Verdeling faalkansruimte post 'Overige'	Faalkanseis	
	Voor alle NWO's	Per individueel NWO
Post 'Overige', waarvan:	$0,30 \times P_{\max}$	
Falen indirecte mechanismen	$0,10 \times P_{\max}$	
Falen onbekende mechanismen	$0,10 \times P_{\max}$	
Falen niet-waterkerende objecten (NWO's), waarvan:	$0,10 \times P_{\max}$	
Falen bebouwing (NWO-be)	$0,02 \times P_{\max}$	
Falen begroeiing (NWO-bo)	$0,02 \times P_{\max}$	
Falen kabels en leidingen (NWO-kl), waarvan:	$0,04 \times P_{\max}$	
Falen kruisende leidingen (NWO _{KR,PL})	$0,02 \times P_{\max}$	$0,02 \times P_{\max} / N_{EQ,KR,PL}$ 1)
Falen parallelle leidingen (NWO _{PAR,PL})	$0,02 \times P_{\max}$	$0,02 \times P_{\max} / N_{PAR,PL}$ 2)
Falen overige NWO,s (NWO-ov)	$0,02 \times P_{\max}$	
1) <i>Equivalent aantal kruisende leidingen $N_{EQ,KR,PL} = 10$ bij totaal aantal kruisende leidingen $N_{TOT,KR-PL} \leq 100$ (bij $N_{TOT,KR,PL} > 100$ is heroverweging van $N_{EQ,KR,PL}$ nodig)</i> 2) <i>Factor lengte-effect parallelle leidingen $N_{PAR-PL} = a \times L_{leiding} / b = 0,01 \times 50.000 / 50 = 10$.</i>		

Figuur 15-4 voorbeeld van faalkanseisen van een dijktraject volgens optie 1 [17]

Voor dijktraject 36-2 is het aantal kruisende en parallelle leidingen ≤ 100 aangenomen. Hierbij is uitgegaan van leidingen met significante leidingdiameters en/of drukken, waar bij falen significante schade kan ontstaan. Deze lijn volgende is de eis per kruisende leiding gelijk aan:

$$\frac{0,02 \times P_{\max}}{N_{Q,KR,PL}} = \frac{0,02 \times 1/10.000}{10} = 2,0 \times 10^{-7} \text{ per jaar}$$

In het geval van parallelle leidingen kan conform Figuur 15-4 per individuele leiding ook $2,0 \times 10^{-7}$ per jaar worden aangehouden.

Per leidingkruising dient een faalboom te worden gemaakt, waarbij de mogelijke faalpaden kunnen worden bepaald. Aan de hand van de faalboom kan vervolgens worden beschouwd wat de bijdrage kan zijn en of dit een significant aandeel van het faalkansbudget betreft.

In de uitwerking wordt een getrapte werkwijze toegepast waarin eerst de mogelijke faalpaden worden uitgewerkt en wordt vastgesteld of er een significante bijdrage is van het desbetreffende faalpad. Op basis van ervaring bij andere kruisingen (onder andere rekenvoorbeelden van POV K&L) kan volgordeijk worden gekeken welke faalpaden meer of minder relevant zijn.

N.B. De gehele werkwijze gaat uit van individuele leidingkruisingen. In het gebied liggen enkele categoriekruisingen op circa 10 m onderling en kruisen hier ook nog twee gestuurde boringen onderlangs. In de uitwerking dient de onderlinge interactie te worden meegenomen.

15.4.3 Overige K&L

In de VO-fase wordt het ontwerp verder uitgewerkt. De ligging van K&L is input in het ontwerp. Voor het ontwerp van een vak wordt geen rekening gehouden met de leidingen, maar alle conflicten wel in beeld worden gebracht zodat hier in een volgende ontwerpronde nader op kan worden ingegaan.

In het geval van een ontwerp van maatwerk, is het detailniveau hoger, maar ook de impact op de K&L groter. In de bepaling van de locatie van het maatwerk wordt rekening gehouden met de K&L in dit maatwerk.

15.5 Overig

De overige NWO's betreffen veelal meubilair op de dijk. In de basis wordt in het VO hier (voor zover mogelijk) kwalitatief beschouwd of de NWO's extra aandacht verdienen of dat dit in een later stadium kan worden beschouwd. Bij de start van het VO is de informatieverzameling voornamelijk gericht op drie andere type NWO's en er moeten nog acties worden uitgevoerd om een volledig beeld te verkrijgen.

In het VO worden de kazematten/bunkerstellingen die in de kering liggen nader in kaart gebracht.

16. Anti-graverij en andere dierlijke schade

Binnen het projectgebied is op meerdere locaties de aanwezigheid van bevers en dassen geconstateerd. Tevens kan worden gesteld dat de populatie van beide groeiende is. Graverij door deze dieren is in toenemende mate een beheerprobleem waarvoor aanvullende maatregelen dienen te worden genomen. Graverij wordt gezien als een indirect mechanisme; schade door graverij kan zorgen voor situaties waarbij directe faalmechanisme eerder kunnen optreden. Dit hoofdstuk werkt op hoofdlijnen de technische implicaties uit, de te verwachten graverij, uitwerking in faalbomen en welke maatregelen nodig mogelijk zijn.

Voor de uitwerking wordt gebruikgemaakt van “*Veiligheidsraamwerk dierlijke graverijen in waterkeringen*” [25]. Deze gaat uit van het zoeken van oplossingen aan de hand van vier vragen:

- Wat is er aan de hand?
- Wat is relevant; samenhang schade en kans op falen?
- Hoe kun je de overstromingskansen beheersen?
- Hoe kun je de overstromingskansen bepalen?

Deze vragen helpen om de relevante faalpaden uit te kunnen werken. Aan de hand van deze faalpaden worden de benodigde oplossingen uitgewerkt/onderzocht. Hierin wordt zo veel mogelijk aangesloten bij de uitgangspunten/referenties van MeMa [41] en recente ontwikkelingen.

16.1 Graverij onder dagelijkse omstandigheden

Graverij onder dagelijkse omstandigheden hoeft niet direct te leiden tot een waterveiligheidstekort en veelal is er tijd voor herstel. Echter is het detecteren van graverij niet eenvoudig en de beschermde status van de dieren maken het ingrijpen moeilijk. Derhalve wordt veelal gekozen om preventieve maatregelen te nemen om graverij buiten de kern van de dijk houden (en daarmee de gevolgen van graverij te verkleinen). Verder kunnen ook maatregelen worden genomen om de detectie van graverij te vergroten.

16.1.1 Graverij door bevers

De graverij van bevers is in hoofdlijnen gericht op twee doelen. De eerste is het bouwen van een nest/burcht welke functioneert als een veilig heenkomen. Een nest bevindt zich boven de dagelijkse freatische lijn, maar kan bestaan uit meerdere kamers en heeft ook meerdere ingangen. Deze vorm van graverij verzwakt de kering aanzienlijk en is daarmee een grote dreiging voor de sterkte van de dijk. De ingangen worden veelal onder de waterlijn gegraven en zijn dan ook voornamelijk visueel na een daling van de waterstand (kan zowel daling van de dagelijkse waterstand als na daling van hoogwater zijn). Graverij in een kering vindt dan ook voornamelijk plaats bij dijken waar water direct aan de teen aanwezig is.

De voornaamste preventiemaatregel is het voorkomen van graverij door middel van het maken van een barrière in de vorm van gaas of een constructie (damwand). Andere alternatieven die kunnen helpen in de detectie is het bijhouden/maaien/beheren van de begroeiing bij de overgang van de teen naar het water. Dit kan de inspecteerbaarheid vergroten waardoor de kans op detecteren groter is.

Een andere vorm van graverij vindt voornamelijk plaats op de overgang van nat naar droog. Een bever beweegt zich doorgaans slechts een tiental meters over land. Het maken van dammen of graven van kanaaltjes zorgt ervoor dat de over land af te leggen afstand klein kan worden gehouden. Dergelijke graverij kan gevolgen hebben voor de stabiliteit van het voorland, maar levert veelal geen gevaar op voor de waterveiligheid, zolang dit op afstand dan de teen van de dijk is.

16.1.2 Graverij door dassen

Dassengraverij is wat betreft de omvang en grootte van burchten groter dan bij bevers en daarmee een groter gevaar. Ook hier bestaat een burcht uit meerdere kamers en gangen. De ingangen van burchten zijn over het algemeen op meer beschutte locaties waarbij gebruik wordt gemaakt van bosschages. De lengte tussen de burcht en de ingang gangen kan tientallen meters zijn.

De voornaamste preventiemaatregel is het voorkomen van graverij door middel van het maken van een barrière in de vorm van gaas of een constructie (damwand). Een ander alternatief is het verwijderen van bosschages en daarmee het gebied minder aantrekkelijk te maken voor de vestiging van een dassen.

16.2 Graverij tijdens hoogwater

In het geval van hoogwater gaan gravers op zoek naar een veilig heenkomen. Als gevolg van het hoogwater komt ook de freatische lijn in de kering hoger te liggen. Om dit tegen te gaan creëert (indien er al een burcht aanwezig is) de graver (bever of das) een nieuwe kamer hoger in het dijklichaam. Dit kan bij bevers zo ver door gaan dat er met takken een nieuw dak boven de burcht wordt gemaakt.

In het geval een burcht geen onderdeel van de waterkering is kan het buitendijks het geval zijn dat het grondlichaam in zijn geheel onderwater verdwijnt. In deze situatie is het noodzakelijk om de locatie te verlaten en kan een nieuwe locatie worden gezocht. Het grondlichaam dat bij een hoogwatersituatie geschikt is voor een veilig heenkomen is dan bij uitstek een dijk omdat deze voldoende hoog is.

De enige preventieve mogelijkheid om dit te voorkomen is het geheel inpakken van een dijk in gaas en dit is veelal kostbaar. Alternatief is het creëren van meer aantrekkelijke vestigingslocaties in de uiterwaarden die ook voldoende hoog zijn.

16.3 Uitwerking van preventiemaatregelen

Op basis van de informatie en beschikbare gegevens vanuit ecologisch onderzoek, het beschouwen van de omgeving van de kering en de opbouw van de kering zelf, is voor alle keringen van het gebied van Cuijk-Ravenstein aangegeven of het raadzaam is om een antigraverijvoorziening uit te werken. Hierbij wordt gekeken naar:

- Het kernmateriaal van de dijk;
- De aanwezigheid van waterpartijen;
- De aanwezigheid van bosschages;
- Inventarisatie van dassen en bevers.

Door potentiële wijzigingen in het DO en onzekerheid in compensatiemaatregelen voor flora zijn de volgende aspecten in de analyse niet meegenomen. In de DO-fase kunnen de te nemen graverijmaatregelen geoptimaliseerd worden.

- Aanwezigheid langsconstructies;
- Inspecteerbaarheid van de dijk.

De uitgangspunten op welke locatie binnen het dwarsprofiel de maatregelen worden toegepast, zijn nog in ontwikkeling. Ten behoeve van de effectenbeoordeling en de kostenraming van het VO zijn alleen uitgangspunten voor de boven- en onderzijde van het gaas opgenomen, overige dimensies worden in een vervolgfase (nader te bepalen is VO+ of DO) verder uitgewerkt.

In het VO zijn, als gaas als maatregel is voorzien, de volgende dimensies opgenomen. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen maatregelen voor binnendijks of buitendijks en daarnaast voor bevers of voor dassen.

- Binnendijks:

- Bevers → bovenzijde ondertalud berm tot onderkant sloot -1,5 m, indien geen sloot nabij binnenteen aanwezig is wordt uitgegaan van maaiveld binnenteen -1,5 m;
- Dassen → bovenzijde ondertalud tot GLG -0,5 m;
- Indien geen ondertalud aanwezig is wordt uitgegaan van 1/3 van de kerende hoogte.
- Buitendijks:
 - Bevers → kruin -0,5 m tot onderkant sloot -1,5 m, indien geen sloot nabij buitenteen aanwezig is wordt uitgegaan van maaiveld buitenteen -1,5 m;
 - Dassen → 1/3 kerende hoogte tot GLG -0,5 m.

Een antigraverijmaatregel wordt, omdat de locatie in het dwarsprofiel nog nader gedetailleerd moet worden, in het ontwerp aangegeven als een zone/arcering voorzien van beschrijving van het object en functie. Hiermee is het ook in de ontwerptekeningen herleidbaar terug te vinden. De maatregelen worden in deze fase dus nog niet in het dwarsprofiel ingetekend.

17. Referenties

17.1 Normen en Richtlijnen

- [1] Omgevingsregeling, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 30 oktober 2022;
- [2] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014v4. Rijkswaterstaat, ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017;
- [3] Handleiding Overstromingskansanalyse – Algemeen, Rijkswaterstaat, juni 2023;
- [4] Handleiding Overstromingskansanalyse – Dijken en Dammen deel 1 Geotechnische stabiliteit, Rijkswaterstaat, juni 2023;
- [5] Handleiding Overstromingskansanalyse – Dijken en Dammen deel 2 Piping, Rijkswaterstaat, juni 2023;
- [6] Handleiding Overstromingskansanalyse – Dijken en Dammen deel 3 dijkerosie buitentalud, Rijkswaterstaat, juni 2023;
- [7] Handleiding Overstromingskansanalyse – Dijken en Dammen deel 4 dijkerosie kruin en binnentalud, Rijkswaterstaat, juni 2023;
- [8] Handleiding Overstromingskansanalyse – Dijken en Dammen deel 5 indirecte faalmechanismen, Rijkswaterstaat, juni 2023;
- [9] Handleiding Overstromingskansanalyse – Kunstwerken, Rijkswaterstaat, juni 2023;
- [10] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017;
- [11] Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit WBI2017, Rijkswaterstaat, mei 2021;
- [12] Schematiseringshandleiding Piping, WBI2017, 2 januari 2017;
- [13] Eurocode 7 NEN 9997 Geotechnisch ontwerp van constructies, NEN-EN, juni 2016;
- [14] POVM Eindige-Elementenmethode (PPE), Een publicatie van de POV Macrostabiliteit, maart 2020;
- [15] POVM Langsconstructies (PPL), Een publicatie van de POV Macrostabiliteit, maart 2020;
- [16] Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden, RWS-2015/44407.01, Rijkswaterstaat, 2 december 2015;
- [17] Veiligheidsraamwerk POV K&L, Toepassing in de praktijk. Stuurgroep Project Overstijgende Verkenning Kabels & Leidingen, 3 december 2020;
- [18] NEN3650-2, Eisen voor buisleidingsystemen. ICS 23.040.10. NEN, januari 2020;
- [19] NEN3651, Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken, ICS 23.045.10;93.010. NEN, juni 2012;
- [20] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1 september 2004;
- [21] Technisch Rapport Actuele Sterkte, Expertisenetwerk Waterveiligheid, 27 maart 2009;
- [22] Werkwijzer Ontwerpen van Waterkerende Kunstwerken (WOWK) – groene versie 2018, Rijkswaterstaat, november 2018;
- [23] Factsheet Verkeersbelasting en macrostabiliteit versie 2, Kennisplatform Risicobenadering (KPR), juli 2016;
- [24] Factsheet KPR, Factsheet werkwijze macrostabiliteit in combinatie met golfoverslag, 2018;
- [25] Veiligheidsraamwerk dierlijke graverijen in waterkeringen, 11208018-002-GEO-0001. Deltares, december 2022;
- [26] Bodemdaling in het rivierengebied, Deltares, 2014;
- [27] Factsheet KPR, afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanismen macrostabiliteit binnenwaarts, KPR, december 2018;
- [28] SBR Trillingsrichtlijn deel A, Schade aan bouwwerken: 2017, SBRCURnet, november 2017;
- [29] CUR 166 Damwandconstructies, deel 1 en 2 (6e druk), SBRCURnet, juli 2012;
- [30] NEN 6766 Corrosie van stalen elementen in de ondergrond – Eisen voor ontwerp en toepassing, NEN-EN, februari 2023;
- [31] Richtlijnen Beoordeling Kunstwerken (RBK) versie 1.2.1. met bijlagen, Rijkswaterstaat, 18 november 2022;
- [32] Rode draden nr. 3 Werkwijze falen door macrostabiliteit, Adviesteam Dijkontwerp, versie 1, 3 juni 2021;
- [33] NEN 8700-serie, Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk, NEN, 2020;
- [34] Leidraad Rivieren, Rijkswaterstaat, juli 2007;
- [35] Memo Modeleren sterkte van het dijksmateriaal – concept, Deltares, 14 oktober 2017;
- [36] Handboek soilmix-wanden, SBR CUR, juni 2016;

[37] Ontwerp grofzandbarrière pilot Gameren, Deltares, 24 augustus 2021.

17.2 Beleidsdocumenten

- [38] Kader uitgangspunten dijkversterking. Waterschap Aa en Maas, 2020;
- [39] Basis Specificatie Dijken (BSD), juni 2021;
- [40] Memo Aanpak STBU. Waterschap Aa en Maas, december 2022.
- [41] Aanpak dierlijke graverij voor hoogwaterbescherming, Meanderende Maas, R011.M06. Waterschap Aa en Maas, april 2024.

17.3 Projectdocumenten

- [42] Integrale Uitgangspuntennotitie V4, verkenning Cuijk – Ravenstein, WAB013032-D-014-v4 IUN. WSP Nederland B.V., januari 2021;
- [43] Technische uitgangspunten Nota V3, verkenning Cuijk – Ravenstein, WAB013032-D-009. Lievense Infra B.V., december 2020;
- [44] Integrale Uitgangspunten Nota PU – VO fase D2.0, WSD.2.2-031, Sweco, 18 juni 2024;
- [45] Nota TUN VO fase D1.0, WSB.5.2-036, Sweco, 28 juni 2024;
- [46] Dijkvakindeling, Verkenning Cuijk – Ravenstein, WAB013032-D-025. WSP Nederland B.V, februari 2021;
- [47] Ontwerprapport Dijk V7, Verkenning Cuijk – Ravenstein, WAB013032-D-033. WSP Nederland B.V, november 2022;
- [48] Ontwerprapport Kunstwerken V7, Verkenning Cuijk – Ravenstein, WAB013032-D-037. WSP Nederland B.V, juni 2022;
- [49] Uitgangspuntennota Definitief Ontwerp Dijk (TUN), planuitwerking Meanderende Maas, 32858-TUN-00078 / WSB.4.2-0025, Boskalis / Royal HaskoningDHV, februari 2023;
- [50] Memo Hoopteopgave Grave, Sweco, november 2023;
- [51] Herziening van de HOB2020 resultaten. Waterschap Aa en Maas, juli 2023;
- [52] Verkenning Cuijk – Ravenstein, kabels en leiding-V5, WAB013032-D-013. WSP Nederland B.V, juni 2022;
- [53] Kademuur Grave – Resultaten analyse archiefonderzoek, VTW-0017-015 / NL24-648800269-72909, Sweco Nederland B.V., 4 maart 2023;
- [54] WSB.19 Analyse Voorlanden C1.0, Sweco, juni 2024;
- [55] WSB.19.2.1-30 Analyse bekledingen D1.0, Sweco, juni 2024.
- [56] Rapportage innovatiescan VO dijkverbetering Cuijk-Ravenstein, WSB11.2-019. Sweco Nederland B.V. januari 2025

17.4 Conditionerende onderzoeken

- [57] Proevenverzameling Cuijk-Ravenstein, SHANSEP parameters, phi alsmede Nkt, Arcadis, 3 april 2020;
- [58] Dijkversterkingsproject Cuijk-Ravenstein: Resultaten geotechnisch onderzoek. Inpijn-Blokpoel, documentnummer 02P018099-RG-01, 25 februari 2022;
- [59] Dijkkring 36 Ravenstein-Cuijk, Fugro, oktober 2016;
- [60] Rapportage Maatwerkbeoordeling traject 36-2 Cuijk – Ravenstein, Fugro, 11 december 2019;
- [61] Voorlandonderzoek D36-2 Ravenstein – Cuijk, Fugro, februari 2017 8;
- [62] Optimalisatiescan 36-2 CuRa, Fugro, 16 november 2020;
- [63] Bodemdaling in het rivierengebied, Deltares 2014;
- [64] Resultaten grondonderzoek Cuijk – Ravenstein, dijktraject 36-2 Cuijk – Ravenstein, Geonius, oktober 2023;
- [65] tTEM metingen t.b.v. grondonderzoek dijkverbetering Cuijk – Ravenstein, TNO, maart 2022.

Bijlage A. Bodemopbouw-tool

Voor het visualiseren van een indicatie van de bodemopbouw over het traject (per dijkvak) is gebruik gemaakt van een tool. Deze tool kijkt naar de combinatie van de waarde van de conusweerstand en het wrijvingsgetal over de diepte van de sondering (.gef-bestanden). De grondsoort die bij de combinatie van conusweerstand en wrijvingsgetal hoort is beschreven in een zogenaamde interpretatietabel. In de paragraaf “Classificatietabel” wordt de keuze voor de classificatietabel zoals voor de indicatie van de grondopbouw per dijkvak toegepast toegelicht.

Er dient expliciet vermeld te worden dat de resultaten uit de interpretatie niet gebruikt kunnen worden om een bodemopbouw te schematiseren maar enkel gelden om een beeld te geven van de bodemopbouw over de lengte van het traject. Bovendien is het zaak om met een specialistisch oog naar de resultaten te kijken om te voorkomen dat bepaalde beslissingen worden genomen op basis van deze grove interpretatie.

Classificatietabel

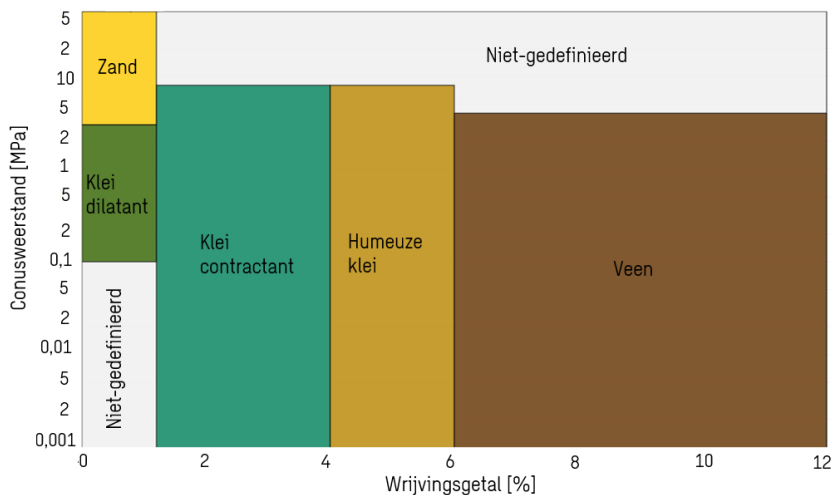
Voor de interpretatie van een sondering wordt gebruik gemaakt van een classificatietabel. Deze interpretatie van de sondering geeft een globaal beeld van de grondlagen in het gebied. De classificatietabel beschrijft de grondsoort die hoort bij een combinatie van conusweerstand en wrijvingsgetal en kan met verschillende detailniveaus worden opgesteld. De keuze van het detailniveau van de toegepaste classificatietabel is gebaseerd op de manier waarop de grondlagen in de TUN vastgelegd zijn en is weergegeven in Tabel 17-1. Een grafische weergave van de classificatietabel is weergegeven in Figuur A-1.

De toelichting op de gekozen classificatie is als volgt:

- Zand is te herkennen aan een hoge conusweerstand en een laag wrijvingsgetal. Bij een wrijvingsgetal onder de 1,2% en een conusweerstand hoger dan 3 MPa, wordt de grond geclassificeerd als zand.
- Klei is vooral te herkennen aan een gemiddeld wrijvingsgetal. Het wrijvingsgetal bij klei is niet zo laag als bij zand, maar ook niet zo hoog als bij veen. Bij een wrijvingsgetal tussen de 1% en 6% en een conusweerstand van minder dan 10 MPa, wordt de grond in dit project geclassificeerd als ‘klei contractant’. Vanaf een wrijvingsgetal van 4% wordt de klei in het project gedefinieerd als ‘humeuze klei’. Indien de klei onder dagelijkse omstandigheden boven het freatisch niveau ligt wordt dit geclassificeerd als ‘klei dilatant’.
- Veen is te herkennen aan een hoog wrijvingsgetal en een lage conusweerstand. Bij een wrijvingsgetal hoger dan 6% en een conusweerstand van minder dan 1 MPa, wordt de grond in dit project geclassificeerd als veen.

Tabel 17-1 Classificatietabel zoals toegepast voor interpretatie CuRa

Laagnaam	Code	QC_min	QC_max	FR_min	FR_max	Kleur
Zand	Z	3	50	0	1.2	#FFCC00
Klei, dilatant	KZ	0.1	3	0	1.2	#336600
Klei, contractant	K	0	8	1.2	4	#00845C
Klei, humeus	KH	0	8	4	6	#BB8800
Veen	V	0	4	6	12	#663300
Unknown	U	0	50	0	12	#F0F0F0



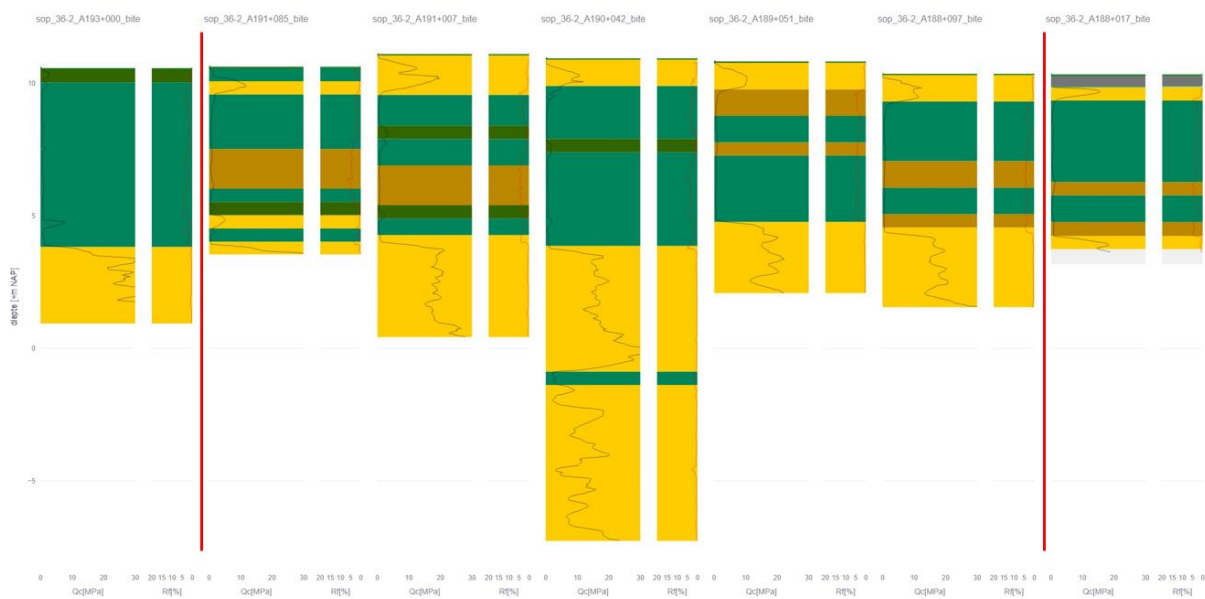
Figuur A-1 Grafische weergave van de classificatietabel

Weergave langs traject Cuijk-Ravenstein

Voor het traject wordt een interpretatie gemaakt van de bodemopbouw langs het traject met behulp van de bodemopbouwtool. Dit wordt gedaan voor de buitenteen, kruin en binnenteen. Deze interpretatie is een onderdeel van het beargumenteren/ondersteunen van de dijkvakindeling. Voor de toegepaste interpretatie zijn de volgende punten van belang:

- De interpretatie is weergegeven per dijkvak waarbij de dijkvakindeling zoals toegelicht in het ontwerprapport, dat tijdens de verkenningsfase is opgesteld, als uitgangspunt is genomen. Dit is dus niet per definitie de dijkvakindeling zoals in de planuitwerkingsfase aangehouden wordt.
- Om een verklaring te bieden voor de gekozen dijkvakindeling op basis van grondopbouw is gekozen om, indien relevant, de sonderingen aan beide zijden buiten een bepaald dijkvak ook in de interpretatie per dijkvak mee te nemen. Als een sondering buiten een bepaald dijkvak meegenomen is, is de dijkvakscheiding weergegeven met een rode lijn. Het toevoegen van deze dijkvakgrenzen is handmatig gedaan.
- De weergave van de interpretatie is van west naar oost waarbij het hoogste dijkpaalnummer aan de oostkant is. De dijkvaknummering is oplopend met de dijkpaalnummering (dus van oost naar west).
- Er is voor een minimale laagdikte van 0,5 m gekozen.

Een voorbeeld van een interpretatie volgens de in Tabel 17-1 gepresenteerde classificatie is weergegeven in Figuur A-2. Hierbij is het bepaalde dijkvak dus van west naar oost weergegeven waarbij aan beide zijden van het dijkvak een extra sondering van het naastgelegen dijkvak is meegenomen (de sonderingen buiten de rode lijnen). De naam van de sondering is weergegeven boven de sondering.



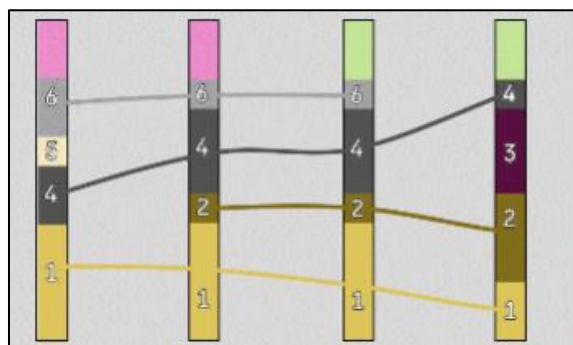
Figuur A-2 Voorbeeld interpretatie met dijkvakgrenzen als rode lijnen weergegeven

Bijlage B. Validatie tools geautomatiseerd rekenen

Tool 1: D-Stability berekening opzetten

Werking:

- Met een invoer in Excel kan de D-Stability-berekening (doorsnede huidige situatie) worden opgezet:
 - geometrie (inladen vanuit een dwarsdoorsnede);
 - grondparameterset (eenvoudig vanuit andere berekeningen te kopiëren);
 - bodemopbouw op basis van sonderingen en boringen met eigen interpretatie (zie afbeelding);
 - waterlijnen;
 - belastingen.



Figuur B-3 Invoer Excel voor opzetten D-Stability (links) en schematische weergave bodemopbouw dwarsprofiel (rechts)

Aandachtspunten:

- Tool is gebouwd op D-Stability v2022. Dus moet na opzet worden omgezet naar v2023. Dit levert geen problemen op, maar is nog een handmatige actie.
- Aanpassingspercentages van belasting moet nog handmatig.

Betrouwbaarheid:

De tool is al veelvuldig gebruikt, maar bij invullen kunnen altijd nog menselijke fouten worden gemaakt. De controle van de uiteindelijke berekeningen worden altijd op de D-Stability-bestanden zelf nog gedaan naast een check van de opsteller zelf. Op die manier wordt de betrouwbaarheid van de output geborgd.

Tool 2: D-Stability uitlezen en aanpassen

Werking:

D-Stability-bestanden kunnen worden uitgelezen (*extractor*-module), worden aangepast (*modify*-module) en er kan een aangepaste versie worden opgezet en gedownload (*builder*-module). Dit wordt allemaal via een interface op de lokale server uitgevoerd.

Na uploaden van een D-Stability-bestand kan direct een check worden gedaan in de interface zelf. Vervolgens kunnen grondsoorten en aanpassingspercentages worden aangepast en de doorsnede opnieuw worden gedownload. Als bijvoorbeeld een parameter voor de hele dijktraject (dus meerdere berekeningen) moet worden aangepast, kan dat eenvoudig door alle bestanden te uploaden. Het project kan worden opgeslagen zodat je later verder kan gaan in die interface en niet opnieuw alle berekeningen hoeft te uploaden.

Test

Gebruik deze pagina om alle doorsnedes in je project te bekijken en om handelingen uit te voeren.

Objectenboom Grondsoorten en eigenschappen Grondsoorten en consolidatiepercentages

Dwarsdoorsnede: ☒ nh27p045_2023 Scenario: ☐ Dagelijks Stage: ☐ Dagelijks ☒ UpliftVanResult - SF: 0.972 ☒ Waterspanningen weergeven ☒ Belastingen weergeven ☒ Versterkingen weergeven

☒ MHW ☒ MHW

Figuur

Waterwet

Assen instellen

Grondsoorten in het project

☐ Alleen grondsoorten die worden gebruikt ☒ Wijzigingen direct doorvoeren

☒ Mohr Coulomb parameters ☒ Shansep parameters

Aantal weer te geven rijen: 15

Id	Naam	Code	color	Patroon	y wet	y dry	c	ϕ	ψ	S	m	POP
0	Zand, Pleistoceen	Material_Z...	#FFCC00	DotD	20	18	0	30	0	0.22	0.8	
1	H_Mp_ko	Material_K...	#008080	DiagonalB	14.8	14.8	0	0	0	0.22	0.8	11
2	Zand, antr	Material_Z...	#BB8800	DotC	20	18	0	30	0	0.22	0.8	
3	Klei, antr	Material_K...	#CC6600	DiagonalB	14.1	14.1	15	0	0	0.22	0.8	

De tool is de basis voor een ontwerptool die nu nog in ontwikkeling is. In de ontwerptool worden straks eenvoudig, met een extra interface, bermen met verschillende afmetingen toegevoegd aan de D-Stability-bestanden en doorgerekend.

Aandachtspunten

- Maximum aantal users op één moment is beperkt, maar kan worden uitgebreid als dat nodig is.
- Werkt alleen met D-Stability V2023 bestanden.

Betrouwbaarheid

Er zijn een aantal keyusers aangewezen die de tool bij elke update testen en terugkoppelen aan de bouwers. De tests zijn gedaan met D-Stability-bestanden van diverse projecten.

Daarnaast zijn unittests ingebouwd. Een unittest checkt of de waardes van de teruggegeven parameters overeenkomen met de verwachte waardes. Deze unittests moeten voorkomen dat een aanpassing op de ene plek, op de juiste plekken (parameter) wordt doorgevoerd en geen invloed heeft op andere parameters.

Bijlage C. Gevoeligheidsberekeningen RVO

1. Schematiseringsfactor STBI

In de verkenningfase is als uitgangspunt gesteld dat een schematiseringsfactor van 1,1 gehanteerd kan worden. In de planuitwerkingsfase is de schematiseringsfactor afgeleid en daarmee onderbouwd. Op basis van de beschikbare data zoals grondonderzoek en geometrie, zijn scenario's opgesteld en doorgekeurd. De inschatting van de kans op voorkomen is gebaseerd op de beschouwde bronnen en inschatting van variatie o.b.v. expert judgement.

De bodemopbouw verschilt tussen het deelgebied Cuijk-Grave en het deelgebied Grave-Ravenstein. In elk van de deelgebieden is een schematiseringsfactor afgeleid waarbij voor ieder deelgebied aparte scenario's zijn opgesteld. Als basisberekeningen is het ontwerp uit de RVO fase aangehouden zodat de impact van de variatie op het ontwerp goed inzichtelijk wordt gemaakt.

Eén van de scenario's in de schematiseringsfactor is overslag, resulterend in een verzadigde dijk. De uitwerking van dit scenario is nader toegelicht in paragraaf 1.3.

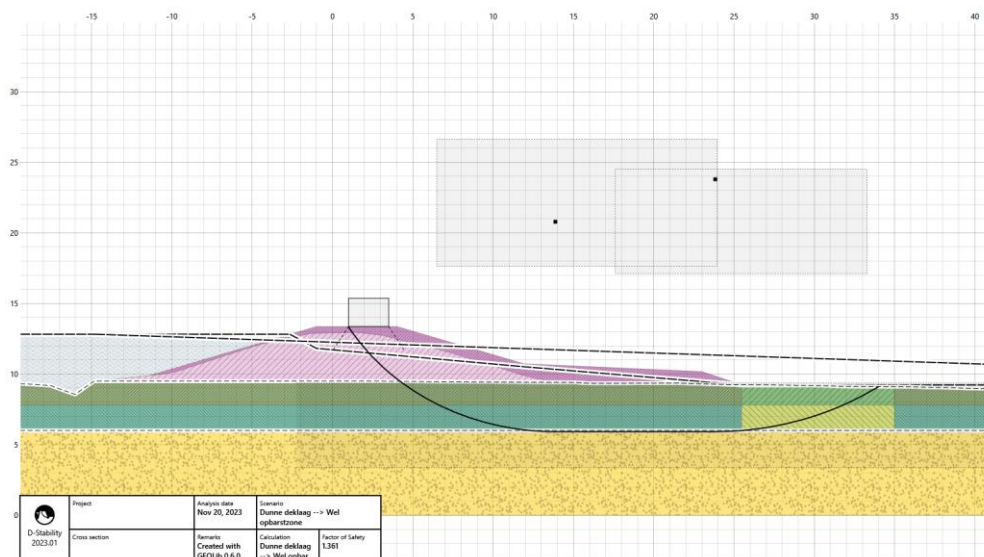
Bodemopbouw

In het overgrote deel van het traject bestaat de bodemopbouw uit een kleilaag bovenop het zand. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen dilatante en contractante klei. Op enkele kleine delen is humeuze klei of veen aanwezig, dit is bij vakken 8 en 30 niet het geval en bij de afleiding van de schematiseringsfactor buiten beschouwing gelaten.

De scheiding van klei dilatant en klei contractant is op basis van een eigenschap van de grond, niet op basis van materiaal. De scheiding is vastgesteld op basis van de hoogte van het freatisch niveau tijdens dagelijkse omstandigheden. Klei gelegen boven het freatisch vlak is dilatante klei, anders contractante klei. In scenario's wordt gevarieerd in de hoogte van het freatisch niveau en resulteert daarmee ook in variatie van de hoogteligging van de grens tussen dilatante en contractante klei.

1.1 Dijkvak 8

Een doorsnede van de gehanteerde basisberekening voor bepaling van de schematiseringsfactor van vak 8 is gegeven in Figuur 1-1. De toegepaste scenario's en afwijking t.o.v. de basisberekening zijn gegeven in Tabel 1-1. Er is gevarieerd in laagdiktes van de ondergrond, hoogte maaiveldniveau en hoogteligging van de waterlijnen. Uit berekeningen volgt dat een lager maaiveld dan aangenomen in de basisberekening veel invloed heeft op het resultaat. Bij de selectie van het profiel voor de berekening is als uitgangspunt gesteld dat een steil talud met laag maaiveld genomen, de kans op voorkomen van een situatie met maaiveldhoogte 'mv-0,3 m' is daarom ingeschat als laag. De overige berekeningen laten een beperkte invloed zien van de parameters. Dit komt onder meer doordat een vrij conservatieve basisschematisatie is toegepast waardoor de kans op voorkomen van negatievere parameters beperkt is. Uit de analyse blijkt dat een schematiseringsfactor van 1,07 toepasbaar is.



Figuur 1-1 Basisschematisering dijkvak 8

Tabel 1-1 Scenario's dijkvak 8

#	Scenario	P(Si) (kans op voorkomen)	SF	Afwijking t.o.v. basis
1	Basisschematisering	0,64	1,361	0
2	Onderkant laag Klei Dilatant +0,50 m = pp +0,50 m	0,1	1,329	-0,032
3	Maaiveldhoogte achterland varieert veel, 0,3 m lager	0,05	1,241	-0,12
4	Freatische lijn 0,5 m hoger bij BIK en BUK	0,1	1,323	-0,038
5	Onderkant laag Klei Contractant +0,50 m	0,1	1,325	-0,036
6	Verzadigde dijk	0,01	1,15	-0,211

Macrostabiliteit_CSSM

Ontwerpeis in termen van schade factor γ_n :

1,162 #

Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :

5,012 #

Idem in termen van toelaatbare faalkans:

2,69E-07 #

Eerste keuze schematiseringsfactor:

1,100

Stab. factoreis in ontwerpanalyse $F_{d,eis}$:

1,278

Corresponderende β :

5,787

Corresponderende faalkans:

3,59E-09

Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:

2,30E-09

Si	P(Si)	$\Delta F_d(D; Si)$	$F_d(D; Si)$	β	$P_{sf}(D; Si)$	$P_{sf}(D; Si) \cdot P(Si)$	Omschrijving afwijking:
1	0,64	0	1,278	5,787	3,59E-09	2,30E-09	Basisschematisering
3	0,1	-0,032	1,246	5,573	1,25E-08	1,25E-09	Onderkant laag Klei Dilatant +0,50 m = pp +0,50 m
6	0,05	-0,12	1,158	4,987	3,07E-07	1,54E-08	Maaiveldhoogte achterland varieert veel, 0,3 m lager
7	0,1	-0,038	1,240	5,533	1,57E-08	1,57E-09	Freatische lijn 0,5 m hoger bij BIK en BUK
9	0,1	-0,036	1,242	5,547	1,46E-08	1,46E-09	Onderkant laag Klei Contractant +0,50 m
10	0,01	-0,211	1,067	4,380	5,93E-06	5,93E-08	Verzadigde dijk

Totale faalkans S1 ... S10 :

8,13E-08

$\Delta F_d(D; Si)$ geeft toename van $F_d(D)$ tov stabiliteitsfactoreis
bij aanname van scenario Si

dit is 30%

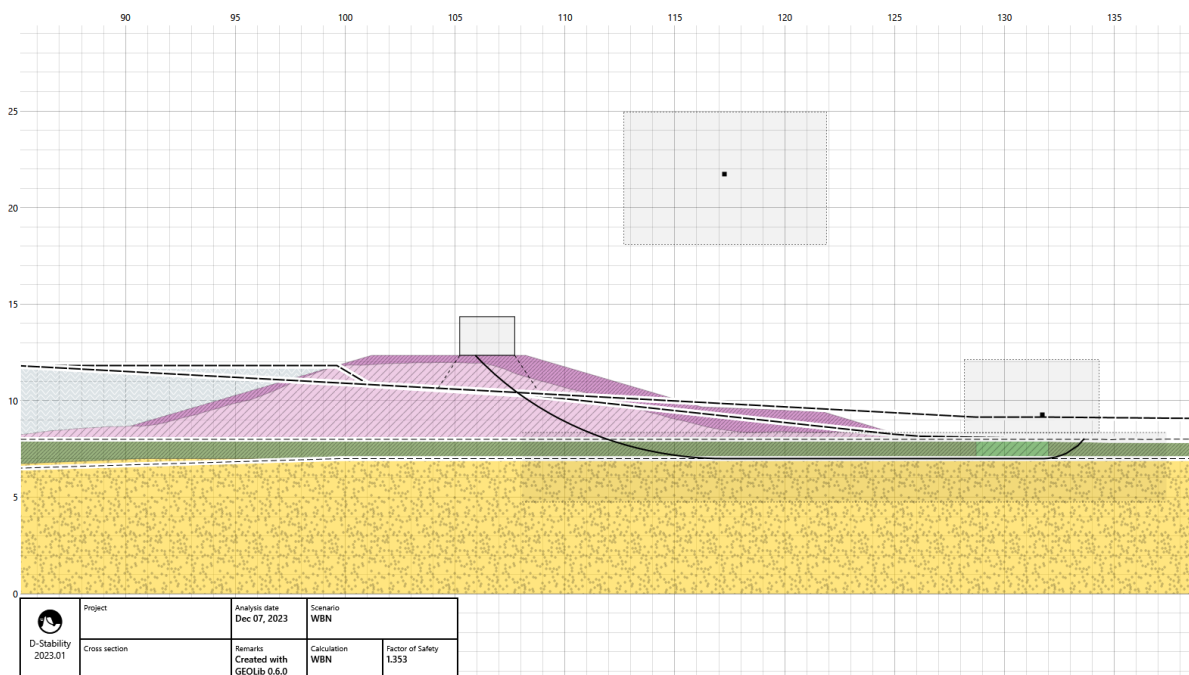
van de toelaatbare kans

indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok
schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is

1.2 Dijkvak 30

Een doorsnede van de gehanteerde basisberekening voor bepaling van de schematiseringsfactor van vak 30 is gegeven in Figuur 1-2. De toegepaste scenario's en afwijking t.o.v. de basisberekening zijn gegeven in Tabel 1-2. De deklaagdikte is over het algemeen dun in het deelgebied Grave-Ravenstein. De variaties zijn beperkt. Er treedt door de beperkte deklaagdikte vrijwel altijd opbarsten op. Een 'iets' dikkere deklaag zorgt voor een verhoging van het grenspotentiaal, daarmee de stijghoogte, resulterend in een negatief effect op de stabiliteit

van de kering. Uit de analyse volgt dat weinig variatie mogelijk is in de schematisering door de eenvoudige en homogene bodemopbouw. Variaties in geometrie hebben hierdoor een relatief grote invloed op het ontwerp. Uit de analyse blijkt dat een schematiseringsfactor van 1,095 toepasbaar is. Hieruit volgt de schematiseringsfactor 1,10. Verdere aanscherping van de schematiseringsfactor wordt bij vak 30 niet gezien.



Figuur 1-2 Basisschematisering dijkvak 30

Tabel 1-2 Scenario's dijkvak 30

#	Scenario	P(Si) (kans op voorkomen)	SF	Afwijking t.o.v. basis
1	Basisschematisering	0,59	1,353	0
2	Onderkant laag Klei Dilatant -0,50 m = pp -0,50 m	0,1	1,187	-0,166
3	Maaiveldhoogte achterland varieert veel, 0,3 m hoger	0,1	1,211	-0,142
4	Freatische lijn 0,5 m hoger bij BIK en BUK	0,1	1,277	-0,076
5	Toepassen van opbarstzone van 2x deklaagdikte ipv 3x	0,1	1,353	0
6	Verzadigde dijk 1%	0,01	1,262	-0,091

Macrostabiliteit_CSSM

Ontwerpeis in termen van schade factor γ_n :

Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :

Idem in termen van toelaatbare faalkans:

1,162

1,16 met:

5,012

5,012

2,69E-07

$\gamma_n = 0,15\beta_{eis,dan} + 0,41$

2,69E-07

Eerste keuze schematiseringsfactor:

Stab. factoreis in ontwerpanalyse $F_{d,eis}$:

Corresponderende β :

Corresponderende faalkans:

Bijdrage ontwerp-schematisering aan faalkans:

1,100

1,278

5,787

3,59E-09

2,12E-09

Si	P(Si)	$\Delta F_d(D; Si)$	$F_d(D; Si)$	β	$P_{sf}(D; Si)$	$P_{sf}(D; Si) \cdot P(Si)$
1	0,59	0	1,278	5,787	3,59E-09	2,12E-09
2	0,1	-0,166	1,112	4,680	1,43E-06	1,43E-07
4	0,1	-0,142	1,136	4,840	6,49E-07	6,49E-08
6	0,1	-0,076	1,202	5,280	6,46E-08	6,46E-09
7	0,1	0	1,278	5,787	3,59E-09	3,59E-10
9	0,01	-0,091	1,187	5,180	1,11E-07	1,11E-09

Totale faalkans $S_1 \dots S_{10}$:

2,18E-07

$\Delta F_d(D; Si)$ geeft toename van $F_d(D)$ tov stabiliteitsfactoreis bij aanname van scenario Si

dit is

81%

van de toelaatbare kans

indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok
schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is

Omschrijving afwijking:

Basisschematisering

Onderkant laag Klei Dilatant -0,50 m = pp -0,50 m

Maaiveldhoogte achterland varieert veel, 0,3 m hoger

Freatische lijn 0,5 m hoger bij BIK en BUK

Toepassen van opbarstzone van 2x deklaagdikte ipv 3x

Verzadigde dijk 1%

1.3 Verzadigde dijk

De situatie dat een verzadigde dijk ontstaat door overslag en/ of neerslag is opgenomen als een scenario in de bepaling van de schematiseringsfactor. Er is uitgegaan van het scenario van maatgevend hoogwater in combinatie met langdurige regenval, resulterend in een verzadigde dijk waarbij de freatische lijn het ontwerpprofiel volgt. In navolging van de schematisering van de freatische lijn binnendijs, is uitgegaan van maaiveldhoogte -10 cm, bij het gehele profiel van de dijk.

In afstemming met WSAM is bepaald dat een afschuifvlak toelaatbaar is, zodanig dat een restprofiel van 1,5 m over blijft. Hierbij wordt ingeschat dat met voldoende zekerheid kan worden gesteld dat geen afname van kruinhoogte op zal treden en het dijklichaam voldoende veilig is. Met behulp van constrains is in D-Stability de optredende stabiliteitsfactor bepaald, dat input is in het rekenblokje van de schematiseringsfactor.

De kans op voorkomen van maatgevend hoogwater in combinatie met langdurige regen waardoor de dijk verzadigd raak wordt ingeschat als zeer klein, er is daarom een kans op voorkomen van 1% toegekend aan dit scenario. Dit wordt gezien als een veilige waarde.

Als in voorgaande paragrafen is getoond wordt bij de afleiding van de schematiseringsfactoren bij beide vakken voldaan bij een schematiseringsfactor van 1,1. Hiermee is aangetoond dat het scenario verzadigde dijk verdisconteerd kan worden in de schematiseringsfactor.

1.4 Conclusie

Om een totaalbeeld te krijgen van de invloed van de schematisatie op de resultaten is voor zowel vak 8 als voor vak 30 de schematiseringsfactor afgeleid. Uit beide analyses blijkt dat niet zozeer de samenstelling van de deklaag maar de dikte van de deklaag van grote invloed kan zijn op het resultaat en daarmee het ontwerp. Daarnaast is het scenario verzadigde dijk opgenomen als scenario binnen de schematiseringsfactor.

Bij vak 8 kan de schematiseringsfactor mogelijk worden aangescherpt tot ca. 1,07. Bij dijkvak 30 is de schematiseringsfactor afgeleid op 1,095. Er wordt binnen het project gekozen om één schematiseringsfactor toe te passen voor het gehele traject, geadviseerd wordt schematiseringsfactor = 1,10 toe te passen.

2. Schematiseringsfactor STPH

De schematiseringsfactor voor STPH is alleen afgeleid voor deelfaalmecanisme piping. Door de beperkte deklaagdiktes en hoge veiligheidsfactoren wordt het niet zinvol gezien de schematiseringsfactor voor heave of opbarsten af te leiden aangezien hier weinig kansen worden gezien voor een optimalisatie van het ontwerp.

2.1 Analyse

In de verkenningfase is als uitgangspunt gesteld dat een schematiseringsfactor van 1,1 gehanteerd kan worden. In de planuitwerkingsfase is de schematiseringsfactor afgeleid en daarmee onderbouwd. Op basis van de beschikbare data zoals grondonderzoek, geometrie en reeds uitgevoerde optimalisatiescans t.a.v. piping, zijn scenario's opgesteld en doorerekend. De inschatting van de kans op voorkomen is gebaseerd op de beschouwde bronnen en inschatting van variatie o.b.v. expert judgement.

2.2 Basisberekening

De basisberekening is uitgevoerd met het maatgevende profiel van dijkvak 8. In dit dijkvak was in de beoordeling een opgave voorzien maar is in de verkenningfase goedgekeurd op basis van nieuwe inzichten. Dit geeft aan dat de doorsnede gevoelig is voor variatie in parameters waardoor variatie in schematisering snel inzichtelijk wordt in het resultaat. Bij het vak is voorland aanwezig waardoor variatie hierin meegenomen kan worden.

2.3 Resultaten

Tabel 2-1 Scenario's gevoeligheidsberekeningen piping

#	Scenario	P(Si) (kans op voorkomen)	SF	Afwijking t.o.v. basis
1	Basisschematisering	0,2	1,555	0,00
2	Doorlatendheid WVP 50% hoger	0,1	1,459	-0,10
3	Doorlatendheid WVP 50% lager	0,1	1,691	0,14
4	Dikte WVP 10 m meer	0,1	1,559	0,00
5	Dikte WVP 10 m minder	0,1	1,549	-0,01
6	Doorlatendheid voorland 2 m/dag	0,05	1,236	-0,32
7	Doorlatendheid voorland 0,1 m/dag	0,1	1,947	0,39
8	Dikte deklaag voorland 1 m meer	0,1	1,691	0,14
9	Dikte deklaag opbarstlocatie -0,3 m	0,1	1,503	-0,05
10	d ₇₀ 20% kleiner	0,05	1,422	-0,13

Piping

Ontwerpeis in termen van veiligheidsfactor, γ_{pip}	1,31
Betrouwbaarheidsindex bij $P_{eis,dsn}$	4,95
$P_{eis,dsn}$	3,75E-07
Keuze schematiseringsfactor ($\gamma_{b,p}$)	1,075
Eis veiligheidsfactor in ontwerp (= $\gamma_{pip} \cdot \gamma_{b,p}$)	1,41
Corresponderende β	5,14
Corresponderende faalkans	1,35E-07
Bijdrage ontwerpsschematisering aan faalkans	2,70E-08

Si: Scenario i
P(Si): kans op voorkomen scenario i
$\Delta F_{pip}(D;Si)$: verschil opbarstfactor tussen basisschematisatie en scenario i

Si	P(Si)	$\Delta F_{pip}(D;Si)$	$F_{pip}(D;Si)$	β	$P_{sf}(D;Si)$	$P_{sf}(D;Si) \cdot P(Si)$	Omschrijving scenario
1	0,2	0,00	1,409	5,143	1,35E-07	2,70E-08	Basisschematisering
2	0,1	-0,10	1,313	4,952	3,68E-07	3,68E-08	Doorlatendheid WVP 50% hoger
3	0,1	0,14	1,545	5,393	3,47E-08	3,47E-09	Doorlatendheid WVP 50% lager
4	0,1	0,00	1,413	5,151	1,30E-07	1,30E-08	Dikte WVP 10 m meer
5	0,1	-0,01	1,403	5,131	1,44E-07	1,44E-08	Dikte WVP 10 m minder
6	0,05	-0,32	1,091	4,451	4,28E-06	2,14E-07	Doorlatendheid voorland 2 m/dag
7	0,1	0,39	1,801	5,806	3,19E-09	3,19E-10	Doorlatendheid voorland 0,1 m/dag
8	0,1	0,14	1,545	5,392	3,49E-08	3,49E-09	Dikte deklaag voorland 1 m meer
9	0,1	-0,05	1,357	5,042	2,31E-07	2,31E-08	Dikte deklaag opbarstlocatie -0,3 m
10	0,05	-0,13	1,277	4,876	5,41E-07	2,71E-08	d70 20% kleiner
Totale faalkans						3,63E-07	
					dit is	97%	van de toelaatbare kans

$\Delta F_{pip}(D;Si)$ geeft toename van $F_{pip}(D)$ tov eis bij aanname van scenario Si

indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok
schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is

Het voorland heeft zeer grote invloed op de resultaten van piping. Indien de doorlatendheid van 0,7 m/dag naar 2 m/dag gaat neemt de SF met 0,3 af. Dit is een extreme waarde die eerder overeenkomt met fijn zand of zand met een kleine bijmenging maar geeft de gevoeligheid van de situatie weer. De positieve effecten op de SF bij een verhoging van de voorlandweerstand zijn in Tabel 2-1 niet zichtbaar doordat de maximale voorlandweerstand is afgekapd op basis van de (verouderde) dijkbasisregel. Invloeden door de doorlatendheid van het WVP en d_{70} zijn met een invloed op de SF van 0,1 – 0,2 aanwezig. Het is echter lastig, tijdrovend en kostbaar om deze waarden onderbouwd aan te scherpen of beter inzichtelijk te krijgen. Met een schematiseringsfactor van 1,1 is de onzekerheid van deze parameters af te vangen.

2.4 Conclusie

Invoerparameters waarbij onzekerheid is de waarde of de variabele is binnen een dijkvak, worden conservatieve parameters aangehouden. Hierdoor is de schematisering afgedekt en kan een aangescherpte schematiseringsfactor van 1,1 aangehouden kan worden. Aanscherpmogelijkheden voor de analyse en het ontwerp zijn voornamelijk haalbaar door de voorlandweerstand goed inzichtelijk te krijgen.

3. Overige gevoeligheden

In onderstaande paragrafen zijn de gevoeligheidsanalyses toegelicht en resultaten gegeven. Een overzicht van de toe te passen aanpassingen volgt in paragraaf @@.

3.1 Onderscheid POP-waarde onder en naast dijk

Er is gekeken naar het toepassen van een verhoogde POP onder de dijk. Door het gewicht van het dijklichaam is sterkte ontstaan in de ondergrond. Om dit te simuleren is een verhoogde POP-waarde toegepast in de grondlagen. In de laag klei contractant is de POP verhoogt met 5 kPa, van 7 kPa naar 12 kPa. Uit de berekeningen volgt de invloed van de verhoogde POP-waarde verwaarloosbaar is. Er wordt aanbevolen géén onderscheid te maken in de toe te passen POP-waarden binnen de grondlaag.

3.2 Toepassen cohesie toplaag

Het dijksmateriaal wordt gedraineerd gerekend, op basis van de rekenregels van Mohr-Coulomb. Het dijksmateriaal heeft geen cohesie. In de toplaag druk geen gewicht op de ondergrond waardoor geen sterkteontwikkeling optreedt in deze laag. Uit de praktijk is bekend dat ook in de toplaag sterkte aanwezig is. Om dit op te nemen in de schematisering wordt in de toplaag van het dijklichaam cohesie toegekend met een grootte van 5 kPa aan de bovenste 0,8 m. De grootte en dikte van de laag is bepaald op basis van expert judgement.

Uit de berekeningen volgt dat het toekennen van cohesie aan de toplaag van het materiaal een beperkt positief resultaat geeft, orde grootte 1 à 2% op de SF. Dit resultaat hangt sterk samen met het type glijvlak. In de STBI sommen is sprake van de diep glijvlak waardoor de cohesie bij het intrede en uittredepunt van de cirkel beperkte invloed hebben op het totale spanningsverloop bij de glijcirkel. Bij ondiepe glijcirkels waarbij een relatief groot deel van het glijvlak in de toplaag ligt heeft cohesie in de toplaag een significante invloed. Bij de maatwerkberekeningen in Plaxis is een schematisering met cohesie in de toplaag noodzakelijk om de berekeningen uit te kunnen voeren. Vanuit het oogpunt van consistentie tussen de stabiliteits- en Plaxisberekeningen is gekozen om cohesie in de toplaag in alle berekeningen toe te passen.

3.3 Sterkteparameters

Om inzicht te verkrijgen in de invloed voor variatie van de sterkteparameters zijn gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd waarbij de meest belangrijke sterkteparameters zijn gevarieerd. De waarden van de gevoeligheidsberekeningen zijn gebaseerd op extreme waarden uit de schematiseringshandleiding, proevenverzameling of op basis van expert judgement. De toegepaste variaties zijn gegeven in onderstaande opsommingen. De resultaten zijn gegeven in @@ . Ter vergelijking is de procentuele afwijking t.o.v. de basissom gegeven. De safetyfactor van de basissom is SF=1,361.

Tabel 3-1 Scenario's sterkteberekeningen

Parameter	Originele waarde	Waarde berekening	Safety factor	Afwijking t.o.v. basis	Effect %
POP klei contractant	7	8	1,361	0	0,0
POP klei contractant	7	15	1,368	0,007	0,5
POP klei contractant	7	30	1,436	0,075	5,5
POP klei contractant	7	55	1,54	0,179	13,2
POP klei dilatant	0	8	1,361	0	0,0
POP klei dilatant	0	15	1,361	0	0,0
POP klei dilatant	0	30	1,36	-0,001	-0,1

POP klei dilatant	0	55	1,36	-0,001	-0,1
Phi klei dilatant	31,0	33,5	1,373	0,012	0,9
Phi klei dilatant	31,0	29,0	1,349	-0,012	-0,9
m klei contractant	0,88	0,86	1,361	0	0,0
m klei contractant	0,88	0,91	1,367	0,006	0,4
S klei contractant	0,26	0,22	1,259	-0,102	-7,5
S klei contractant	0,26	0,31	1,439	0,078	5,7

Uit de berekeningen volgt dat het toepassen van een POP-waarde in orde grootte van de gemiddelde waarde veel effect heeft op de safety factor. Uit de afleiding van de parameters [Arcadis,@@] blijkt dat veel variatie aanwezig is in de ondergrond waardoor de POP-waarde voor de grondlaag voor het gehele traject altijd significant lager uit zal vallen dan de gemiddelde waarde. Dit komt overeen met de verwachting. Het wordt daardoor als niet kansrijk gezien aanvullend grondonderzoek uit te voeren om de POP aan te scherpen, tenzij de waarde op vakniveau bepaald zal worden.

Voor de sterkteparameters phi en m zijn gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd bij waarden met een boven- en ondergrenswaarde horende bij de standaardafwijking. De invloed op het resultaat is beperkt waardoor wordt geadviseerd hier geen aanvullend grondonderzoek naar uit te voeren.

De waarden van S is gevarieerd met de variatiecoëfficiënt, afgeleid in de proevenverzameling. Uit de gevoeligheidsberekeningen blijkt dat de waarde relatief veel invloed heeft op de safetyfactor. De huidige waarde is gebaseerd op lokaal grondonderzoek en afgeleid voor het dijktraject. De waarden komt tevens in orde grootte overeen met de waarden voor naastgelegen dijkversterking Meanderende Maas. Hierdoor is de verwachting dat aanvullend grondonderzoek niet zal leiden tot een grote verandering van de verwachtingswaarde van S en wordt derhalve aanbevolen geen aanvullend grond- en labonderzoek uit te voeren voor S.

3.4 Verkeersbelasting groene dijk zonder weg

Op delen van het traject is geen verharde weg aanwezig waardoor een verkeersbelasting van 8 kN/m², wat overeenkomt met 2 vrachtwagens, wordt gezien als niet realistisch doordat bij een kruin zonder verharding lokale afschuivingen op zullen treden bij een dergelijke belasting. Een gevoeligheidsberekening is uitgevoerd met een belasting van 4 kN/m², dat wordt gezien als meer realistisch. Het toepassen van deze belasting leidt tot een positief resultaat op de SF van 0,03 dat overeenkomt met ca. 2%. Dit verschil is beperkt, er wordt geadviseerd om vanuit het oogpunt van consistentie tussen de vakken uit te gaan van het basisuitgangspunt van 8 kN/m² voor STBI onder maatgevende omstandigheden.

3.5 Stijghoogteverloop (TRWD)

Het stijghoogteverloop tijdens maatgevende omstandigheden is geschematiseerd op basis van een dempingsfactor. De methodiek van schematiseren is overgenomen zoals is toegepast in de verkenningfase waarbij de stijghoogte vanaf de buitenteen lineair verloopt naar de berekende stijghoogte op de binnenteen. De dempingsfactor is onafhankelijk van weerstand in het voorland of achterland. De wijze van schematiseren en omgang met weerstand met name in het voorland is erg conservatief.

Een methode om voorlandweerstand te verdisconteren in het stijghoogteverloop is de methodiek cf. de Technische Richtlijn Waterspanningen bij Dijken uit 2004 (TRWD). Voor de situatie van geen opbarsten is het model 4A gebruikt. In geval van opbarsten wordt model 4C toegepast. Gevoeligheidsberekeningen zijn uitgevoerd voor dijkvak 8 bij situaties, met 'dunne' deklaag van ca. 3,5 m en een 'dikke' deklaag van ca. 4 m. In Figuur 3-1 en Figuur 3-2 is de schematisering van de waterlijnen bij dijkvak 8 'dikke deklaag' weergegeven voor resp. de stijghoogte o.b.v. dempingsfactor en de TRWD. Bij dijkvak 8 is een voorland aanwezig van ca. 300 m. Omdat de beheergrenzen van het waterschap niet dusdanig ver gaat is een maximum van 50 m vanaf de buitenteen aangehouden in de gevoeligheidsberekening. Duidelijk zichtbaar verschil tussen de

schematiseringen is het startpunt van de daling van de stijghoogte, resulterend in een lagere stijghoogte ter plaatse van de binnenteen. De stijghoogte heeft een grote impact op het resultaat van de berekeningen. Een overzicht van de gevoeligheidsberekeningen is weergegeven in Tabel 3-2.

Resultaten:

Als resultaat van de lagere stijghoogte ter plaatse van de binnenteen treedt geen opbarsten meer op bij de 'dunne' deklaag waardoor voor de twee berekeningen van vak 8 eenzelfde berm lengte benodigd is, afgerond op halve meters. Dit zorgt voor de doorsnede met 'dunne' deklaag voor een reductie van de berm van 6,5 m. Bij de 'dikke' deklaag is de reductie ca. 0,9 m.

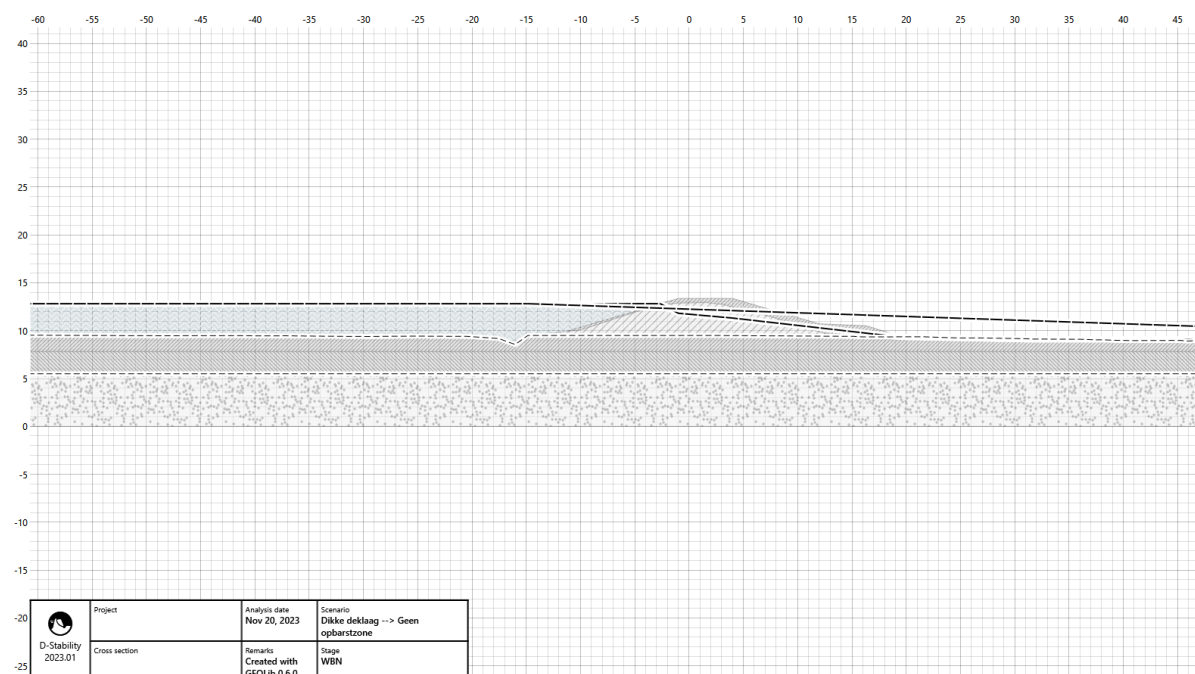
Voor vak 30 geldt dat door het toepassen van de TRWD uitgangspunten dat er een opbarstveiligheid groter dan 1,0 optreedt wat wil zeggen dat de stijghoogte lager is dan het grenspotentiaal. Wel zal er nog steeds sprake zijn van opbarsten. Vergeleken met het grenspotentiaal in de basis berekening is de stijghoogte volgens TRWD 0,16 m lager bij de binnenteen. Als resultaat zal de binnenberm hier 2 m minder lang te zijn om de beoogde veiligheid te behalen.

Geadviseerd wordt een stijghoogteverloop toe te passen waarbij het voorland wordt meegenomen. De methode cf. de TRWD is hier een goede methode voor.

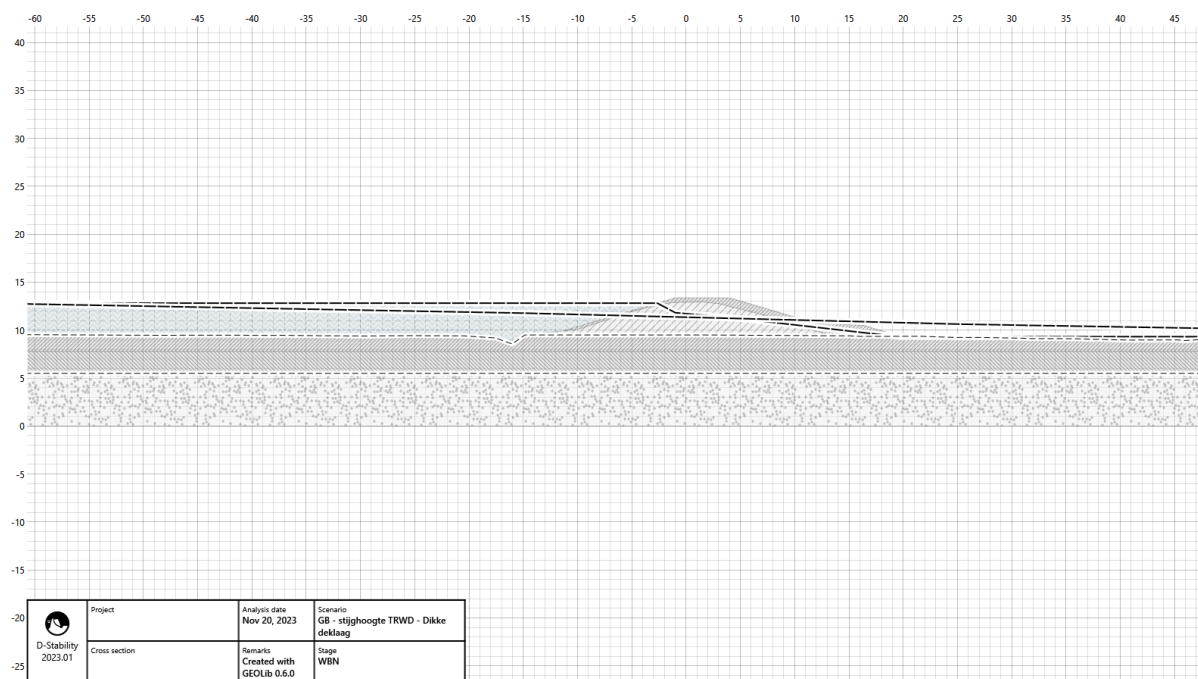
Tabel 3-2 Resultaten gevoeligheidsberekeningen stijghoogte

Parameter	Safety factor basis	Safety factor berekening*	Bermlengte basis	Bermlengte berekening
Vak 8 'dunne deklaag'	1,361	1,627	11,0	3,5 (SF = 1,389)
Vak 8 'dikke deklaag'	1,355	1,396	4,4	3,5 (SF = 1,386)
Vak 30	1,368	1,454	5,7	3,8 (SF = 1,354)

*zonder aanpassing bermlengte



Figuur 3-1 Stijghoogte huidige situatie



Figuur 3-2 Stijghoogte TRWD

Bijlage D. Onderbouwing d70

1. Inleiding

1.1 Aanleiding en doel

In de verkenningsfase is de d70 geanalyseerd en hierbij zijn op basis het toentertijd beschikbare onderzoek keuzes gemaakt. Ondertussen zijn er nieuwe resultaten binnen zijn van een uitgevoerd grondonderzoek. Deze notitie bevat een nadere analyse van de toe te passen D70 in de planuitwerkingsfase waarbij het nieuwe grondonderzoek is meegenomen in de afweging. Aanvullend is ook een analyse uitgevoerd van de verkregen waardes uit het WBI-SOS om zodoende een gewogen afweging te kunnen maken.

1.2 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 is de achtergrond vanuit de verkenningsfase toegelicht samen met de genomen uitgangspunten. Aanvullend wordt in hoofdstuk 3 de resultaten vanuit zowel de WBI-SOS als het aanwezige grondonderzoek gepresenteerd. Tot slot wordt in hoofdstuk 4 de gekozen waardes gedeeld en de afwegingen die hiertoe geleid hebben.

2. Situatie en uitgangspunten

2.1 Verkenningfase

In de verkenningfase zijn de waarden overgenomen uit de Optimalisatiescan 36-2 CuRa [5] waar een analyse is gedaan van de korrelgrootteverdeling van het toentertijd aanwezige grondonderzoek. Destijds is de conclusie getrokken dat er te weinig monsters waren genomen om tot een representatieve karakteristieke waarde te komen vanuit het aanwezige grondonderzoek. Hierdoor is uiteindelijk gekozen met een gestandaardiseerde variatiecoëfficiënt van 0,12 te rekenen, dit leidde tot de resultaten die staan weergegeven in Tabel 2-1. Hierbij is gebruikt gemaakt van een normale verdeling.

Deze waarden voor de d70 zijn indertijd afgeleid om optimalisatierichtingen te bepalen. Bij de proevenverzameling [6] is op basis van hetzelfde beschikbare grondonderzoek ook een d70 bepaald. In de notitie horende bij Proevenverzameling Cuijk-Ravenstein [6] wordt geadviseerd de resultaten niet te gebruiken voor de berekeningen indien de deklaag dunner is en het zand meer aan het oppervlak ligt, aangezien de resultaten niet representatief zijn voor het gehele traject. In de verkenningfase is aangegeven de waardes uit de Optimalisatiescan [5] als uitgangspunt te hanteren, totdat aanvullend onderzoek reden geeft om hiervan af te wijken.

Tabel 2-1 Gebruikte parameters d70 analyse verkenningfase

Parameter	36012 (DP174 – DP292)	36011 (DP292 – DP356)	36010 (DP356 – DP382)
Gemiddelde waarde d70 [μm]	400	317	444
Variatie coëfficiënt [-]	0,12	0,12	0,12
Aantal monsters [-]	10	9	3
Karakteristieke waarde d70 [μm]	326	258	362

2.2 Uitgangspunten

Het berekenen van de karakteristieke waardes in de planuitwerkingsfase is uitgevoerd door middel van een lognormale verdeling. Dit vanwege het feit dat dit minder beïnvloedbaar is op een lage hoeveelheid grondmonsters.

2.2.1 Selectie grondmonsters

Voor het berekenen van de karakteristieke waarde vanuit het grondonderzoek konden niet alle monsters meegenomen worden, omdat deze niet representatief zijn of van toepassing zijn op het faalmechanisme piping. De volgende uitgangspunten zijn aangehouden met betrekking tot de selectieprocedure van de grondmonsters

- Grondmonsters met een $d70 > 1000 \mu\text{m}$ zijn niet meegenomen vanwege het feit dat deze te grof zijn om als pipinggevoelige laag;
- Grondmonsters met een $d70 < 200 \mu\text{m}$ zijn niet meegenomen vanwege het feit dat deze te fijn zijn, deze monsters zijn mogelijk op de overgang van zand/klei/silt en daarmee niet representatief voor de bepaling van de d70;
- Grondmonsters met een of een onafleidbare d10 en d15 zijn niet meegenomen vanwege het feit dat deze een te hoog kleiige percentage hebben;
- Het meest ondiepe genomen representatieve monster van een boring is opgenomen in de analyse.

2.2.2 Regionale variantie

Bij het gebruik van een lognormale verdeling voor het berekenen van de karakteristieke waarde is er sprake van een verhouding tussen lokale en regionale variantie wat wordt weergegeven in parameter α . Deze waarde is voor lokaal grondonderzoek 1 en bij regionale onderzoek kan deze variëren tussen de 0,5 – 1 [1]. Waarbij 0,75 de gestandaardiseerde waarde [2]. Dit resulteert in de volgende uitgangspunten:

- Karakteristiek waardes uit het grondonderzoek;
 - Lokaal grondonderzoek;
 - $\alpha = 1$;
- Karakteristiek waardes uit WBI-SOS ;
 - Regionaal grondonderzoek;
 - $\alpha = 0,75$.

3. Analyse karakteristieke waarden

3.1 WBI-SOS

In onderstaande Tabel 3-1 staan de resultaten van de berekening van de karakteristieke waarden aan de hand van het WBI-SOS. De verkregen gemiddelde waarden vanuit het WBI-SOS zijn verkregen vanuit een ondergrond schematisatie vandaar dat ervoor gekozen is om het aantal monsters op oneindig te zetten.

De berekening is hierbij net als in de verkenningfase uitgevoerd voor de drie WBI-SOS-segmenten die aanwezig zijn binnen het project. Hierbij is te zien dat de waarden in lijn zijn met de verkregen waarden in de verkenningfase waarbij deze gemiddeld iets groter zijn berekend.

Tabel 3-1 Gebruikte parameters d70 analyse WBI-SOS

Parameter	36012 (DP174 – DP292)	36011 (DP292 – DP356)	36010 (DP356 – DP382)
Gemiddelde waarde d70 [μm]	400	300	400
Variatie coëfficiënt [-]	0,12	0,12	0,12
Aantal monsters [-]	∞	∞	∞
Karakteristieke waarde d70 [μm]	363	272	363

3.2 Grondonderzoek

In onderstaande staan de resultaten van de berekening van de karakteristieke waarden aan de hand van het geüpdatete grondonderzoek. De berekening is hierbij uitgevoerd voor de segmenten waarin er een groot verschil te zien is in de kD van de planuitwerkingsfase. Ook is er een initieel onderscheid gemaakt in de aanwezige monsters die meer en minder dan 4 m-mv verkregen zijn.

Tabel 3-2 Gebruikte parameters d70 analyse grondonderzoek

DV1-11 (DP174 – DP229)	Parameters < 4 m-mv	Parameters > 4 m-mv	Parameter Totaal
Gemiddelde waarde d70 [μm]	295	632	553
Variatie coëfficiënt [-]	0,49	0,43	0,51
Aantal monsters [-]	4	13	17
Karakteristieke waarde d70 [μm]	172	516	450
DV12-26 (DP230 – DP291)	Parameters < 4 m-mv	Parameters > 4 m-mv	Parameter Totaal
Gemiddelde waarde d70 [μm]	330	806	663
Variatie coëfficiënt [-]	0,26	0,32	0,47
Aantal monsters [-]	3	7	10
Karakteristieke waarde d70 [μm]	214	641	511
DV27-38 (DP292 – DP382)	Parameters < 4 m-mv	Parameters > 4 m-mv	Parameter Totaal
Gemiddelde waarde d70 [μm]	320	560	413
Variatie coëfficiënt [-]	0,27	0,51	0,53
Aantal monsters [-]	22	14	36
Karakteristieke waarde d70 [μm]	291	447	359

Hierbij is te zien dat er, met uitzondering van DV27-38, weinig monsters aanwezig zijn die verkregen uit een zandlaag ondieper dan 4 m-mv. Op basis van het bekende grondonderzoek komt dit overeen met de

verwachting, aangezien in het oostelijk deel van het dijktraject relatief dikkere deklagen aanwezig zijn. Vanwege de hoeveelheid monsters is er hierdoor een grote onderschatting in de karakteristieke waarde ten opzichte van het gemiddelde. Aanvullend is er een groot verschil te zien in grondmonsters die dieper dan 4 m-mv gevonden ten opzichte de ondiepere monsters. Waarbij de diepere monsters een grovere d70 laten zien.

4. Conclusie

De gebruikte d70 per dijkvak is tot stand gekomen door de verkregen waarden vanuit de WBI-SOS te vergelijken met waarden die verkregen zijn vanuit het grondonderzoek. Hierbij is in onderstaande paragrafen een toelichting voor de gekozen waarden in detail uitgelegd. De gebruikte d70-waarden die in de planuitwerkingsfase, naar aanleiding van deze analyse, worden toegepast zijn weergegeven in Tabel 4-1.

4.1 Dijkvakken 1-17

Vanwege de kleine hoeveelheid grondmonsters in deze dijkvakken en de grote hoeveelheid variatie in de aanwezige grondmonsters is er te weinig onderbouwing om voor de fijnere ondiepe grondmonsters als de grovere diepe grondmonsters dat er voor is gekozen om te waardes van de WBI-SOS voor deze dijkvakken te hanteren. Naar verwachting hebben de dijkvakken 12-17 een grovere d70 dan in het SOS geschematiseerd is. Hierbij zijn er, indien benodigd, mogelijkheden om aan te scherpen als er een extensiever grondonderzoek is uitgevoerd.

4.2 Dijkvakken 18-22

Dijkvakken 18-22 bevinden zich in Grave. In Grave zijn geen zeefkrommes en korrelverdelingen bekend waardoor geen lokale waarde voor d70 bepaald is. Voor dijkvakken 18-22 worden de waardes van het SOS gehanteerd.

4.3 Dijkvakken 23-26

Voor dijkvakken 23-26 zijn er binnen het grondonderzoek geen boringen verricht, hierdoor kan het aanwezige grondonderzoek niet representatief worden gehouden voor de aanwezige d70 in deze dijkvakken. Hierdoor is er voor gekozen om te waardes van het SOS voor deze dijkvakken te hanteren.

4.4 Dijkvakken 27-34

Voor dijkvakken 27-34 zijn er binnen het grondonderzoek veel boringen verricht, waarvan een groot gedeelte in de bovenste 4 m van het maaiveld is uitgevoerd. Ook is terug te zien dat de variatie in de korrelgrote te overzien is. Dit gecombineerd met het feit dat de aanwezige deklaag in deze vakken over het algemeen < 4 m zijn en een lagere d70 conservatief is, wordt er voor gekozen om de karakteristieke waarde van het grondonderzoek in de bovenste 4 m van het maaiveld te hanteren voor deze dijkvakken.

4.5 Dijkvakken 35-38

In de verkregen waardes vanuit het SOS is terug te zien dat voor dijkvakken 35-38 de d70 groter is dan voor de bovenstrooms gelegen dijkvakken bij Keent. Dit is ook terug te zien in de aanwezige grondmonsters die in deze dijkvakken genomen zijn. Hierdoor zal het overnemen van de waardes van dijkvakken 27-34 vanuit het grondonderzoek leiden tot een onderschatting van de d70. Aanvullend zijn er te weinig monsters in dijkvakken 35-38 genomen om zelfstandig vanuit het grondonderzoek tot een representatieve karakteristieke waarde te komen. Hierdoor is er voor gekozen om te waardes van het SOS voor deze dijkvakken te hanteren.

Tabel 4-1 Gekozen waarde d70 per dijkvak

Dijkvakken	Karakteristieke waarde [μm]	Oorsprong
Dijkvak 1	363	SOS
Dijkvak 2	363	SOS
Dijkvak 3	363	SOS
Dijkvak 4	363	SOS
Dijkvak 5	363	SOS
Dijkvak 6	363	SOS
Dijkvak 7	363	SOS
Dijkvak 8	363	SOS
Dijkvak 9	363	SOS
Dijkvak 10	363	SOS
Dijkvak 11	363	SOS
Dijkvak 12	363	SOS
Dijkvak 13	363	SOS
Dijkvak 14	363	SOS
Dijkvak 15	363	SOS
Dijkvak 16	363	SOS
Dijkvak 17	363	SOS
Dijkvak 18	363	Grave
Dijkvak 19	363	Grave
Dijkvak 20	363	Grave
Dijkvak 21	363	Grave
Dijkvak 22	363	Grave
Dijkvak 23	363	SOS
Dijkvak 24	363	SOS
Dijkvak 25	363	SOS
Dijkvak 26	363	SOS
Dijkvak 27	291	Grondonderzoek
Dijkvak 28	291	Grondonderzoek
Dijkvak 29	291	Grondonderzoek
Dijkvak 30	291	Grondonderzoek
Dijkvak 31	291	Grondonderzoek
Dijkvak 32	291	Grondonderzoek
Dijkvak 33	291	Grondonderzoek
Dijkvak 34	291	Grondonderzoek
Dijkvak 35	363	SOS
Dijkvak 36	363	SOS
Dijkvak 37	363	SOS
Dijkvak 38	363	SOS

5. Referenties

5.1 Richtlijnen

- [1] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, juni 2001
- [2] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, Rijkwaterstaat, WBI 2017.

5.2 Projectdocumenten

- [3] TUN, Verkenning Cuijk-Ravenstein. Waterschap Aa en Maas, 28 juli 2022.

5.3 Conditionerende onderzoeken

- [4] Resultaten geotechnisch laboratoriumonderzoek, Dijktraject 36-2 Cuijk-Ravenstein. Geonius, 23 november 2023.
- [5] Optimalisatiescan 36-2 CuRa, Fugro, 16 november 2020.
- [6] Proevenverzameling Cuijk-Ravenstein, SHANSEP parameters, phi alsmede Nkt, Arcadis, 3 april 2020.