

Deelrapport MER Hoogwater- veiligheid

Rapport Vlaams Nederlandse Scheldecommissie

Onderwerp

Hoogwaterveiligheid

Datum

5 maart 2015

Auteur

ir. E.H.G. Fiktorie

Telefoon / Email

06-11902549

EFiktorie@lievenseCSO.com

Status

Definitief

Documentnummer

VNZZ-R-092-5



Inhoudsopgave

1	Inleiding	4
1.1	Inleiding	4
1.2	Doelstelling van het project nieuwe sluis Terneuzen	4
1.3	Effectonderzoeken MER	5
2	Projectgebied	7
2.1	Beschrijving van het sluizencomplex	7
2.2	Omgeving van het sluizencomplex	8
3	Beschrijving van de onderzochte varianten	10
3.1	Beschrijving voorkeursalternatief	10
3.2	Beschrijving varianten	11
3.2.1	Invalshoeken per variant	11
3.2.2	Variant 1	12
3.2.3	Variant 2	14
3.2.4	Variant 3	15
3.2.5	Samenvatting varianten	17
4	Voorkeursvariant	18
4.1	Beschrijving voorkeursvariant	18
4.1.1	Sluiskolk	19
4.1.2	Buitenhaven	20
4.1.3	Inrichting sluizencomplex	21
4.1.4	Binnenhaven	25
4.1.5	Waterbeheer	26
5	Werkwijze	29
5.1	Onderzoeksopzet	29
5.2	Studiegebied	30
6	Huidige situatie en autonome ontwikkeling	31
6.1	Huidige situatie	31
6.2	Autonome ontwikkeling	32
7	Dijkontwerp	33
7.1	Hydraulische randvoorwaarden	33
7.2	Bescherming Hoogwaterveiligheid	34
7.2.1	Variant 1	34
7.2.2	Variant 2	48
7.2.3	Variant 3	51
7.2.4	Voorkeursvariant	60
7.3	Hoogwaterveiligheid versus landschap	74
8	Leemten in informatie	76
9	Samenvatting	77
10	Literatuurlijst	78
	Bijlage 1 Resultaat ontwerp havenmond	80

Bijlage 2 Resultaat ontwerp wacht- en opstelplaatsen 83

**Bijlage 3 Resultaat ontwerp verlegging Westelijke waterkering
84**

**Bijlage 4 Resultaat ontwerp Oostelijke waterkering, met
damwand 88**

1 Inleiding

1.1 Inleiding

Nederland en Vlaanderen zijn overeengekomen de plannen voor een nieuwe sluis op het sluisencomplex van Terneuzen uit te werken.¹ Het voornemen bestaat de uitkomsten vast te leggen in een Tracébesluit. Bij de voorbereiding van dit Tracébesluit wordt de milieueffectrapportage (m.e.r.) doorlopen. Dit rapport bevat de onderzoeksresultaten van het m.e.r.-onderzoek naar hoogwaterveiligheid.



Figuur 1-1 Westsluis van het sluisencomplex Terneuzen (bron: Rijkswaterstaat, Joop van Houdt)

1.2 Doelstelling van het project nieuwe sluis Terneuzen

In 2007 is een probleemanalyse uitgevoerd naar de maritieme toegankelijkheid van de Kanaalzone². Uit de probleemanalyse komen verschillende knelpunten in toegankelijkheid naar voren, zowel voor zeeschepen als voor binnenvaart. De knelpunten zijn de slechte bereikbaarheid van de Kanaalzone Gent-Terneuzen en de Seine-Scheldeverbinding:

- de capaciteit van het sluisencomplex is beperkt, hierdoor vindt verdringing van lading naar andere modaliteiten waaronder wegverkeer plaats;
- de capaciteit van het sluisencomplex is beperkt, hierdoor is de wachttijd voor de binnenvaart onacceptabel hoog;

¹ Besluit van het politiek college van de Vlaams-Nederlandse Schelde Commissie inzake planuitwerkingsfase Grote Zeesluis Kanaal Gent-Terneuzen, 19 maart 2012

² Nota probleemanalyse Kanaalzone Gent-Terneuzen 2008, mei 2007

-
- de robuustheid van de verbinding van het Kanaal Gent-Terneuzen is niet optimaal omdat er bij een mogelijke stremming van het sluizencomplex geen alternatieve routes bestaan;
 - de afmetingen van de huidige Westsluis zijn beperkt waardoor de schaalvergroting in de zeevaart niet gevolgd kan worden.

Met robuustheid wordt bedoeld de beschikbaarheid en betrouwbaarheid.

Doelstelling van het project Grote Zeesluis Terneuzen Kanaal Gent Terneuzen is het verbeteren van de toegankelijkheid van de Kanaalzone. Hiervoor worden de drie knelpunten aangepakt op de volgende wijze:

- de capaciteit van het sluizencomplex wordt vergroot, zodat het transport van de autonome goederengroei door het sluiscomplex vlot en veilig kan plaatsvinden en er geen verschuiving van goederenstromen naar andere havens of modaliteiten optreedt. Dit wordt gemeten doordat het vervoerde tonnage vrachtverkeer door het sluizencomplex vergroot en de wachttijden voor de binnenvaart verminderen ten opzichte van de autonome ontwikkeling.
- de robuustheid van het sluizencomplex wordt verbeterd. Hiervoor moeten alle sluiskolken een beschikbaarheid hebben van minstens 98% gemiddeld over 5 jaar.
- de schaalvergroting in de zeevaart wordt gefaciliteerd. De nieuwe sluiskolk heeft afmetingen van 427m x 55m x 16m (lxbxd)³

1.3 Effectonderzoeken MER

In het kader van de m.e.r zijn verschillende deelstudies uitgevoerd naar de effecten van de aanleg en het gebruik van de Nieuwe Sluis. Deze studies gaan in op:

- Verkeer en vervoer
- Leefomgevingskwaliteit
- Natuur
- Bodem
- Water
- Inpassing in de omgeving
- Duurzaamheid en klimaat
- Hoogwaterveiligheid

Dit rapport is één van de serie deelrapporten die onderdeel uitmaakt van het MER. Het MER is opgebouwd uit drie lagen, te weten:

- Samenvatting - bevat de kern van het MER
- Hoofdrapport - informatie voor de geïnteresseerde
- Deelrapporten - achtergrondinformatie voor specialisten

³ Besluit van het politiek college van de Vlaams Nederlandse Schelde Commissie inzake planuitwerkingsfase Grote Zeesluis Kanaal Gent-Terneuzen, 19 maart 2012

Het hoofdrapport van het MER bevat de effectbeoordeling. Hier wordt de effecten vergeleken met de effecten die optreden als het project Nieuwe Sluis Terneuzen niet wordt uitgevoerd.

De deelrapporten bevatten per milieuthema de opzet van het betreffende onderzoek, de uitgangspunten en de uitkomsten van het onderzoek. Om te zorgen dat ieder deelrapport zelfstandig leesbaar is, wordt begonnen met inleidende hoofdstukken, waarin een toelichting op de projectlocatie en de varianten wordt gegeven.

De beschrijving van de huidige situatie en de autonome ontwikkeling gaat in op die zaken, die relevant zijn voor het onderzoek van de thema's die behandeld worden in dit deelrapport.

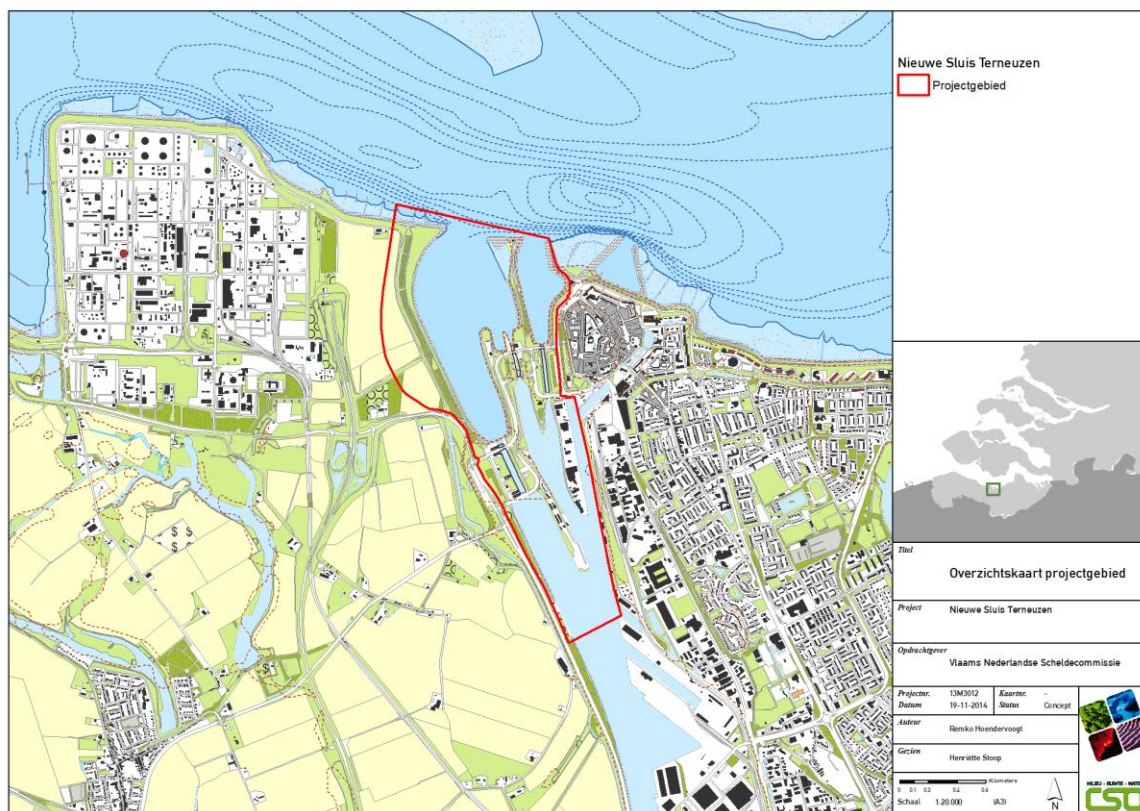
Bij de beschrijving van de effecten wordt per beoordelingscriterium de verwachte effecten van de drie varianten aangegeven. Hierbij wordt geen rekening gehouden met mogelijke maatregelen om de effecten te verzachten. Deze mitigerende maatregelen staan apart beschreven. Alleen bij de beoordeling van de voorkeursvariant is rekening gehouden met de mitigerende maatregelen die onderdeel uitmaken van de voorkeursvariant.

Dit rapport heeft betrekking op de effecten op de hoogwaterveiligheid van het achterland. In de het beoordelingskader van de MER is hoogwaterveiligheid niet opgenomen (NRD). Reden hiervoor is dat hoogwaterveiligheid een randvoorwaarde is voor het project. Het is daarom geen onderscheidend thema.

In dit deelrapport Hoogwaterveiligheid wordt per variant beschreven op welke wijze de waterveiligheid wordt gerealiseerd.

2 Projectgebied

2.1 Beschrijving van het sluizencomplex



Figuur 2-1 Projectgebied inclusief projectgrens

De Westerschelde en het Kanaal Gent-Terneuzen worden met elkaar verbonden door de sluizen van Terneuzen (zie Figuur 2-1 voor de ligging van het sluizencomplex). Het huidige sluizencomplex van Terneuzen bestaat uit drie sluizen, waarvan er één geschikt is voor de (grotere) zeescheepvaart (zie Figuur 2-1). De Westsluis dateert uit 1968, is 290 m lang, 40 m breed en heeft een sluisdrempel van 13,5 m tov kanaalpeil. In de Westsluis kan maximaal een gelichterde Panamax van beperkte lengte worden geschut. De maximale scheepsafmetingen toegestaan op het kanaal is: 265 m (lengte) x 34 m (breedte) x 12,5 m (diepgang in opvaart)⁴. Grotere schepen hebben vrijstelling of ontheffing nodig om op het kanaal te worden toegelaten. Door schaalvergroting en een stijging van het aantal schepen in de binnenvaart wordt deze Westsluis tegenwoordig ook voor binnenvaartschepen gebruikt. De Oostsluis en de Middensluis worden voornamelijk ter afhandeling van de binnenvaart gebruikt. De Oostsluis dateert net als de Westsluis uit 1968. De bouw van de Middensluis is in

⁴ Scheepvaartreglement voor het Kanaal van Gent naar Terneuzen, artikel 38

1910 afgerond en deze sluis onderging in 1986 een grondige renovatie. De Middensluis is een getijsluis, die ook toegankelijk is voor kleine kustvaarders, maar biedt daarentegen wel beperkingen voor grotere duwstellen.

Op het sluisencomplex zijn verschillende kantoren en bedrijvigheid aanwezig. Deze kantoren en bedrijvigheid zijn deels gebonden aan het water of aan de functionaliteit van het sluisencomplex.



Figuur 2-2 Overzicht Sluisencomplex Terneuzen

Over alle sluisen liggen twee verkeersbruggen. Het kruisende wegverkeer ondervindt weinig hinder van het schutten van de schepen.

2.2 Omgeving van het sluisencomplex

Aan de oostzijde van het sluisencomplex ligt de plaats Terneuzen. Ter hoogte van de Oostsluis worden de woningen door middel van een bomerij van het sluisencomplex gescheiden. Meer naar het zuiden grenst bedrijvigheid aan het kanaal. De Kennedylaan/Meester F.J. Haarmanweg vormt de scheiding tussen bedrijvigheid langs het kanaal en woonwijken daarachter. Schependijk is een bedrijventerrein tussen de haven van Terneuzen en het toegangskanaal tot de Oostsluis.

Terneuzen ligt vrijwel volledig aan de oostzijde van het sluisencomplex. Alleen het busstation ligt aan de westzijde van het sluisencomplex. Aan de westzijde is verder de ingang van de Westerscheldetunnel gelegen, en het chemiebedrijf Dow Chemical. Het overige land wordt agrarisch gebruikt.

Aan de noordzijde van het complex ligt de Westerschelde. De Westerschelde maakt onderdeel uit van het Natura 2000-gebied Westerschelde en Saeftinghe. Het is een dynamisch estuarium door het getijdenverschil.

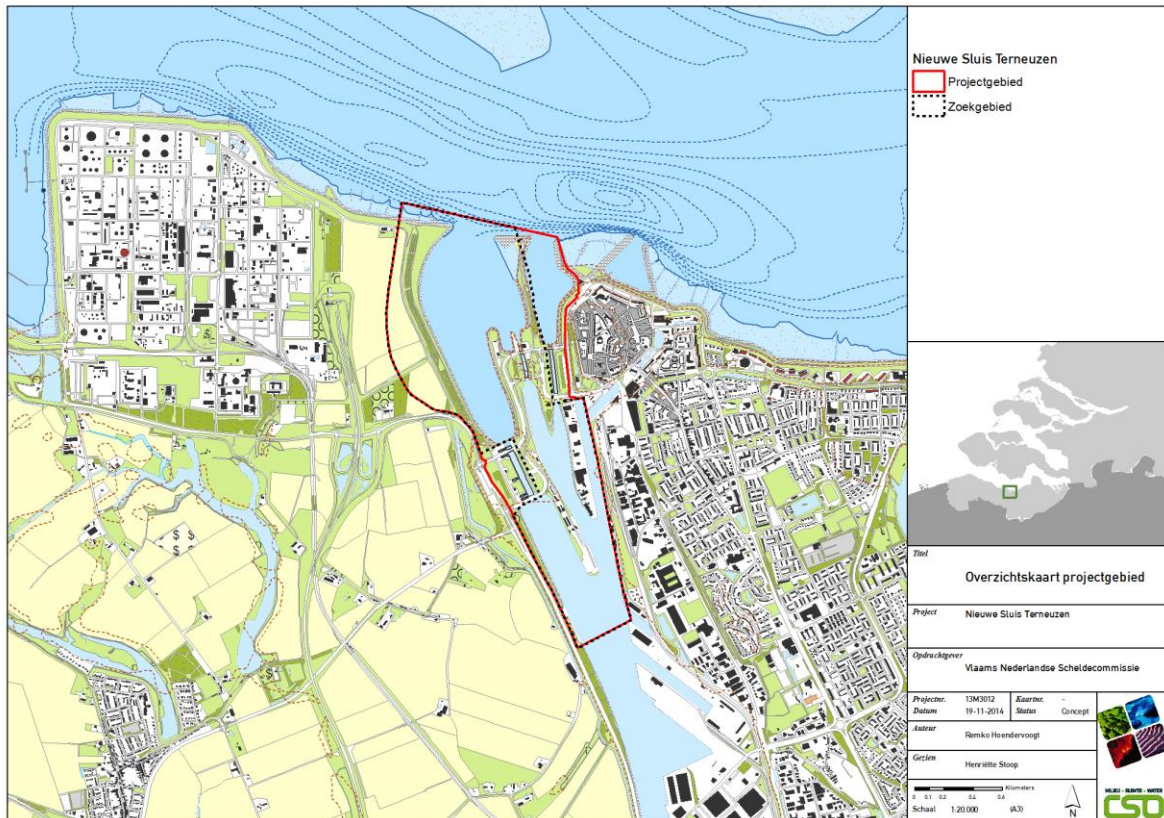
De Westerschelde is daarnaast ook de toegangsvaarweg naar het Kanaal Gent Terneuzen aan de zuidzijde van het complex, en de havens van Antwerpen en Vlissingen.



Figuur 2-3 overzicht sluizencomplex Terneuzen met Terneuzen op de achtergrond

3 Beschrijving van de onderzochte varianten

3.1 Beschrijving voorkeursalternatief



Figuur 3-1 Projectlocatie, zwarte stippellijn geeft zoekruimte weer (bron: Besluit Politiek College)

In de verkenning die voorafgaand aan de planuitwerking is uitgevoerd, is zowel verbetering van het kanaal als het sluisencomplex onderzocht. Op basis van de daaruit beschikbaar gekomen informatie en het advies van het stakeholders advies forum, is besloten de aanleg van een nieuwe sluis binnen het sluisencomplex van Terneuzen uit te werken. Dit is vastgelegd in het besluit van het politiek college van de Vlaams-Nederlandse Schelde Commissie. Daarbij is besloten dat het voorkeursalternatief bestaat uit de grote zeesluis zonder aanpassing aan het kanaal. Hierbij geldt dat de nieuwe sluis gerealiseerd dient te worden binnen het bestaande sluisencomplex in Terneuzen. De zoekruimte voor de nieuwe sluis is weergegeven op Figuur 3-1. Alle werken die nodig zijn voor de aanleg moeten binnen de aangegeven zoekruimte worden uitgevoerd.

De nieuwe sluis heeft effectieve kolkafmetingen van 427m x 55m x 16,44m (lxbxd). Het voorkeursalternatief vormt het uitgangspunt van de varianten die in de m.e.r. worden onderzocht.

Om de nautische verkeersstromen van en naar het sluizencomplex te faciliteren, kan aanpassing van de voorhavens noodzakelijk zijn. Onderzoek naar aanpassingen van de voorhavens maakt daarom integraal onderdeel uit van de m.e.r. Wanneer aanpassing van de voorhavens noodzakelijk is, zal de aanpassing worden opgenomen in het Tracébesluit.

Toegenomen golfslag en erosie van de kanaalbodem door toename van de afmetingen van schepen is niet aan de orde. De maximale toegestane afmetingen van te schutten schepen, inclusief eventuele snelheidsbeperkingen om effecten te voorkomen worden vastgelegd in een Scheepvaartbesluit.

3.2 Beschrijving varianten

3.2.1 Invalshoeken per variant

Bij het opstellen van de varianten is vanuit verschillende invalshoeken naar de opgave van de sluis gekeken. Om te komen tot reële varianten met voldoende bandbreedte in milieueffecten, is gekozen de varianten vanuit de volgende invalshoeken in te vullen:

- Beperken ruimtebeslag, effecten op natuur minimaliseren
- Betrouwbaarheid en versterken landschappelijke kwaliteit
- Optimalisatie scheepvaart, verminderen beïnvloeding leefomgevingskwaliteit.

In de hiernavolgende paragrafen is per variant een toelichting op de gekozen invalshoek opgenomen, en is weergegeven tot welke keuzes de gekozen invalshoek leidt.

3.2.2 Variant 1



Figuur 3-2 Schets van variant 1

De invalshoek voor het beperken van het ruimtebeslag in variant 1 is ingegeven door de wens de mogelijkheid tot het behoud van de Middensluis te onderzoeken. Om de Middensluis te kunnen behouden, moet de sluis zo noordelijk mogelijk worden gepositioneerd en zo min mogelijk geroteerd ten opzichte van de Westsluis. Een beperkte rotatie vergroot het gemak van de in- en uitvaart. Dat leidt tot de keuze voor de oriëntatie van 3°.

Het ruimtebeslag van de deuren naast de sluiskolk is gering om behoud van de Schependijk mogelijk te maken. Daarom wordt met gekromde roldeuren gewerkt. De lengte van de sluis is minder bepalend voor het behoud van de Middensluis en Schependijk. De bruggen zijn daarom net als bij de Oost- en Westsluis een basculebrug met 1 val.

De wegstructuur is vormgegeven met een voorrangsweg op de kortste route als alle deuren gesloten zijn. De kruisingen zijn als gewone kruisingen vormgegeven, zonder uitvoegstroken.

De droge, sluisgebonden diensten waarvan de locatie komt te vervallen, worden verspreid over het sluizencomplex teruggeplaatst. Er wordt geen centrale locatie aan de rand van het complex gecreëerd, omdat dit ten koste zou gaan van de huidige functie op die locatie. De opslag moet zo veel mogelijk verplaatst worden langs de Nieuwe Sluis.

De Middensluis kan niet in zijn huidige functie behouden blijven. Er is onvoldoende ruimte voor de in- en uitvaart van vier sluizen op het complex. De Middensluis krijgt de functie van spuisluis.

Om de effecten op natuur te minimaliseren, wordt gekozen voor een zo beperkt mogelijke verbreding van de havenmond. Ook is het havenbekken niet naar de westzijde vergroot, mede in verband met de agrarische functie van het gebied. Zo wordt zo min mogelijk hydraulische en morfologische effecten veroorzaakt. Wel wordt een vergroting van de havenmond aan de westzijde binnen deze variant onderzocht in verband met de nautische veiligheid. De voorhaven wordt verdiept zodat schepen met een diepgang van 12,50 meter onafhankelijk van het tij de voorhaven in kunnen varen. Dit in verband met de capaciteit van het complex. Er wordt geen zwaaicirkel aangelegd.

Om effecten op natuur door verzilting te minimaliseren, zijn innovatieve zoet-zoutscheidingsmethoden opgenomen. Hierbij wordt ook gekeken naar de mogelijkheden om bij de andere sluizen op het complex maatregelen uit te voeren om de verzilting te beperken. Uitgangspunt is dat het rendement van de scheidingssystemen bij alle sluizen 75% is.

Voor de bouwmethode wordt gekozen voor het bouwen van de kolk in het natte. De sluishoofden worden wel droog gebouwd. De bouw van de ronde deurkassen is technisch lastig, en kan niet nat gebouwd worden.

3.2.3 Variant 2



Figuur 3-3 Schets van variant 2

Variant 2 zet in op betrouwbaarheid. Hierbij is gekozen voor zoveel mogelijk beproefde technieken en zo min mogelijk ingrepen. Dat leidt tot de keuze van rechte roldeuren voor de sluis, en basculebruggen. Dit vraagt de nodige ruimte, waardoor de Middensluis niet behouden kan blijven, en de Schependijk deels moet worden verwijderd.

Het deels verwijderen van de Schependijk creëert de opgave om deze nieuw in te richten. De huidige bebouwing zal als gevolg van de versmalling deels moeten verdwijnen. Omdat het niet wenselijk is huidige gebruikers van de Schependijk met een halve loods, of half perceel te laten zitten. Er zullen daardoor delen van percelen opgekocht moeten worden, die niet direct nodig zijn voor de verbreding van de vaarweg. Hierdoor ontstaan kansen om sluisgebonden diensten die verplaatst moeten worden, terug te plaatsen op de Schependijk.

In tegenstelling tot variant 1, wordt niet vastgehouden aan de huidige invulling van het sluisencomplex. Daardoor ontstaat de mogelijkheid functies te clusteren en in te zetten op ruimtelijke kwaliteit.

Ook voor de scheiding van zoet en zout water wordt gebruikt gemaakt van bewezen technieken, zoals een bellenscherm. Dat betekent dat er geen gebruik wordt gemaakt van de innovatieve methodes die zijn opgenomen in variant 1, waardoor de totale effectiviteit iets lager zal zijn. De zoet-zoutscheiding wordt binnen dit project alleen aangelegd bij de Nieuwe Sluis.

Voor het spuien wordt een los spuikanaal met apart spuimiddel tussen de Oostsluis en de Nieuwe Sluis aangelegd. De kruisingen van de wegen hebben een aparte strook voor verkeer dat linksaf wil slaan.

De Nieuwe Sluis wordt 5° gedraaid ten opzichte van de Westsluis. Daardoor ligt de sluis in lijn met het kanaal. Dit faciliteert een vlotte en veilige in- en uitvaart aan de kanaalzijde. De buitenvoorhaven wordt aan de oostzijde vergroot, doordat de Middensluis verdwijnt. Verder wordt de voorhaven niet aangepast. De havenmond wordt dus niet verbreedt, de voorhaven niet verdiept en er wordt geen zwaaicirkel aangelegd. Wel wordt er een slibvang voor de Nieuwe Sluis aangelegd. Dit is noodzakelijk vanwege het verschil in diepte tussen de buitenvoorhaven en de sluis.

De sluiskolk wordt in het natte gebouwd. De hoofden van de sluis worden boven de grond gebouwd en met de caissonmethode in de grond gebracht.

3.2.4 Variant 3



Figuur 3-4 Schets van variant 3

De variant 3 wordt geoptimaliseerd op de scheepvaartfunctie (zeevaart en binnenvaart). Dit leidt tot zo min mogelijk beïnvloeding van de luchtkwaliteit en zo min mogelijk geluidshinder. Dat betekent dat de sluis 5° gedraaid is ten opzichte van de Westsluis. Er is dan geen ruimte meer voor de Middensluis. Er is gekozen voor een sluiskolk waar

de deuren en bruggen weinig ruimte innemen in de lengterichting van de sluis, zodat de schepen snel in en uit kunnen varen. Om dit te bereiken zijn de bruggen over de deuren gelegd. Er is zo veel mogelijk ruimte tussen de Westsluis en de Nieuwe Sluis, zodat het verkeer voor de beide sluiskolken zo min mogelijk interfereert.

Om een goede invaart van de Oostsluis mogelijk te houden, wordt de Schependijk deels afgegraven. De graafwerkzaamheden leveren tijdens de bouw extra geluidshinder op. In de eindsituatie is naar verwachting minder geluidsoverlast, omdat de bedrijvigheid op de Schependijk een hoge geluidsproductie heeft. Daarnaast wordt de vervuilde grond van de Schependijk gesaneerd.

Om de invaart vanaf de Westerschelde te faciliteren wordt de havenmond vergroot en de westelijke havendijk verlegd. Zo ontstaat een brede invaart van de buitenvoorhaven, en een ruime voorhaven met zwaaicirkel. De buiten voorhaven wordt verdiept zodat alle schepen die op het kanaal kunnen varen tijonafhankelijk de voorhaven in kunnen.

Er is gekozen voor geen scheiding van zoet en zoutwater, zodat de scheepvaart vrij kan doorvaren. Dat betekent dat ter plaatse mitigerende maatregelen nodig kunnen zijn om ongewenste effecten van de verzilting te verminderen. In tijden met watertekort wordt er gezocht naar optimalisatie. Omdat het kanaal verzilt, is het mogelijk water van de Westerschelde in te laten.

Door niet vast te houden aan de huidige verdeling van functies op het sluizencomplex, ontstaat de ruimte voor clustering van functies en het verbeteren van de ruimtelijke kwaliteit. Alle diensten die samenhangen met het functioneren van het sluizencomplex worden geclusterd teruggeplaatst langs de verbrede voorhaven. De voorhaven wordt zodanig vormgegeven, dat er ruimte is voor zowel functies op land als op water. Er wordt geen apart spuikanaal aangelegd. Het spuien vindt plaats via de Nieuwe Sluis.

De keuze om op de deuren te rijden vraagt het nodige van de wegstructuur. De kruising tussen de Oostsluis en de Nieuwe Sluis wordt vormgegeven middels een rotonde voor een soepele aansluiting.

Zowel de sluiskolk als de sluishoofden worden in den droge gebouwd. Door de bouwmethoden in de verschillende varianten te wisselen, ontstaat inzicht in de effecten van de bouwmethode.

3.2.5 Samenvatting varianten

In onderstaande tabel is de opbouw van de varianten samengevat. In deze samenvatting zijn de ontwerpkeuzes opgenomen. Effecten die voortkomen uit de verschillende keuzes zijn in de betreffende deelrapporten opgenomen.

Tabel 3-1 Samenvatting opbouw varianten

Ontwerpkeuze	Variant D01	Variant D02	Variant D03
Oriëntatie sluis	3 graden geroteerd	5 graden geroteerd	5 graden geroteerd
Breedte voorhaven	Geen dijkverlegging	Geen dijkverlegging	Gedeeltelijke dijkverlegging 215 m
Havenmondverbreding	Verbreding west	Geen havenmondverbreding	Verbreding oost en west
Diepte voorhaven	12,5 m tij-onafhankelijk	Huidig +slibvang	12,5 m tij-onafhankelijk
Behoud Middensluis	Middensluis spuien	Middensluis slopen	Middensluis slopen
Spuifunctie	Apart via Middensluis	Apart via nieuw spuimiddel	Nieuwe Sluis
Type deuren	Gekromde roldeur (2 + 1)	Roldeur (2 + 2)	Roldeur (2 + 1)
Bouwmethode	Hoofden: bouwkuip droog	Hoofden: caissonmethode	Hoofden: bouwkuip droog
	Kolk: bouwkuip nat	Kolk: bouwkuip nat	Kolk: bouwkuip droog
Locatie bruggen	Bruggen net buiten deuren	Bruggen net buiten deuren	Bruggen over sluisdeuren
Zoet-zout	Maximale inzet met innovatieve methoden	Inzet van bewezen technieken	Verzilten
Type bruggen	Basculebrug 1 val	Basculebrug 1 val	Op de deuren rijden
Locatie kruisingen	Voorrangsweg met gewone kruising	Voorrangsweg met linksafstrook	rotonde
zwaaicirkel	Geen	geen	550
Mate van verwijderen Schependijk	Behouden	39.500 m2	72.330 m2
Locatie diensten nieuw	Verspreid	Schependijk	buitenhaven

4 Voorkeursvariant

4.1 Beschrijving voorkeursvariant



Figuur 4-1: Schets van voorkeursvariant

Op basis van onderzoeksresultaten en financiële randvoorwaarden is besloten de voorkeursvariant op te bouwen uit verschillende elementen van de onderzochte varianten. Ruimtelijk gezien is variant 2 als basis genomen. Argumenten bij deze keuze zijn dat het scheepvaartverkeer in variant 1 niet optimaal wordt gefaciliteerd. In de Westbuitenhaven kunnen grote schepen elkaar niet passeren, waardoor in de toekomst als er meer grote schepen gebruik maken van deze vaarroute knelpunten kunnen ontstaan. De nauwe invaart voor de Oostsluis, waardoor een duwkonvooi met 2x2 bakken naast elkaar, klasse VIb-schepen, geen gebruik kunnen maken van de Oostsluis past niet in de beleidsdoelstelling van het Rijk. In de SVIR is de ambitie uitgesproken om alle hoofdvaarwegen die belangrijke zeehavens met het achterland verbinden geschikt te maken voor klasse VIb-schepen. Daarnaast zijn de kromme roldeuren uit variant 1 minder betrouwbaar en is de variant veel duurder.

De voordelen voor de scheepvaart van de verbreding van de Westbuitenhaven, met verlegging van de primaire waterkering, in variant 3 zijn beperkt. Daarom is geoordeeld dat de extra kosten en milieueffecten van de verlegging van de primaire waterkering niet opwegen tegen de meerwaarde voor de nautische toegankelijkheid.

Ook is de het voor de nautische dienstverlening niet noodzakelijk om de primaire waterkering te verleggen. In de voorkeursvariant is de sleepboothaven gesitueerd aan de oostzijde van de buitenvoorhaven. De verlegging van de westelijke waterkering van de Westbuitenhaven is niet opgenomen in de voorkeursvariant. Wel is een verdieping van de voorhaven en verruiming van de invaart (havenmond oostzijde onder water en westzijde zowel boven als onderwater) opgenomen in de voorkeursvariant. Deze maatregelen dragen bij aan het vlotter en veiliger afwikkelen van de zeevaart.

Dit maakt dat de voorkeursvariant ruimtelijk het meest lijkt op variant 2. Bij de invulling van overige bouwstenen is gebruik gemaakt van bouwstenen uit de varianten 1 en 3.

4.1.1 Sluiskolk

De ligging en oriëntatie van de Nieuwe Sluis is zo optimaal mogelijk gekozen voor het maatgevende schip na kanaalaanpassingen, zodat de sluis toekomstvast is. Na analyse van de technische studies blijkt dat zeevaart en binnenvaart conflicteren. De ligging van de Nieuwe Sluis is daarom een compromis waarbij zowel met de belangen van de zeevaart als met de binnenvaart rekening is gehouden. Dit is hieronder nader toegelicht.

Het oppervlak van de sluiskolk is reeds vastgelegd in het Politiek besluit. Dat is 427m x 55m x 16m (lxbxd). Deze maten zijn in het MER niet nader onderzocht. De netto maten zijn kleiner. Er is ruimte nodig om de waterstromen van het nivelleren van de sluiskolk rond de schepen te leiden. De maten van de sluiskolk zijn 427m lengte tussen één binnendeur en één buitendeur. De breedte is 55m tussen de muren. De diepte van de kolkdrempel ligt op 16,44m –NAP en de diepte van de kolk op 17m – NAP voor de nivelleerstromen.

De locatie van de sluis heeft grote samenhang met de snelheid waarmee schepen de sluis kunnen naderen, en daarmee met capaciteit. Het onderzoek naar de in- en uitvaart van de schepen van de sluis is uitgevoerd met verschillende grote schepen, waaronder het grootste schip dat na oplevering van de sluis kan varen, en het grootste schip dat na aanpassingen op het kanaal naar de Kanaalzone kan. In de noord-zuidrichting is weinig marge. Hierin verschilt de voorkeursvariant niet van de varianten 1, 2 en 3. Een noordelijker ligging leidt tot minder tijd voor het stoppen en oplijnen van de schepen in de buitenhaven. Dit maakt het nodig dat langzamer wordt gevaren om in alle gevallen op tijd te kunnen stoppen. Situaties van harde wind en stroming worden bij een kortere lengte om te manoeuvreren eerder als te onveilig voor het naderen van de sluis beoordeeld. Een zuidelijker ligging leidt tot problemen aan de kanaalzijde. De invaart van de Nieuwe Sluis met grote schepen conflicteert in dat geval met de invaart van de Oostsluis. Dit leidt ook tot een vermindering van de capaciteit van het complex.

In oost-west richting is ook geen marge. Op basis van doelbereik is gekozen voor rechte roldeuren. Deze hebben de grootste bijdrage aan het doelbereik op het gebied van robuustheid van het sluizencomplex. Rechte roldeuren ten westen van de sluiskolk van de Nieuwe Sluis zijn geen optie, omdat de invaart van de Nieuwe Sluis dan tot problemen leidt in combinatie met verkeer van en naar de Oostsluis, zelfs als de binnenhaven van de Oostsluis wordt verruimd door afgraven van de Schependijk. Hiermee is de ligging van de sluiskolk gelijk aan variant 2.

Er is gekozen voor zowel in het buitenhoofd als in het binnenhoofd twee sluisdeuren. Voor onderhoud aan een deur, of in het geval dat een deur is aangevaren, kan met de andere deur het schutproces worden voortgezet. Dit voorkomt stremming van de Nieuwe Sluis. Ook geeft twee deuren aan beide zijden van de sluis een extra waarborg voor hoogwaterveiligheid.

De oriëntatie van de Nieuwe Sluis is zodanig dat er een zo recht mogelijke invaart is vanuit het kanaal. Daarom is de sluiskolk 5° gedraaid ten opzichte van de Westsluis. Bij een draaiing van 5° is het niet mogelijk de Middensluis te behouden.

De ruimtelijke ligging van de deuren en de sluiskolk van de Nieuwe Sluis in de voorkeursvariant maakt het noodzakelijk dat de Schependijk gedeeltelijk wordt afgegraven om de binnenhaven van de Oostsluis voldoende breed te houden. De afgraving van de Schependijk is gelijk aan variant 2.

4.1.2 Buitenhaven

Verbreiding van de buitenhaven is niet nodig voor vlot en veilig gebruik van de Westsluis en de Nieuwe Sluis. Daarom wordt de westelijke havendijk niet verplaatst. Daarmee is de buitencontour van de buitenhaven gelijk aan variant 2.

Verdieping van de buitenhaven is noodzakelijk om grote schepen te kunnen faciliteren. Vanuit de doelstelling robuustheid wordt gekozen de verdieping nu al op te nemen in de voorkeursvariant, zodat schepen met een diepgang van 12,5 m tijonafhankelijk van het sluizencomplex gebruik kunnen maken. De buitenhaven wordt verdiept tot een nuttige diepte van 16,44 m -NAP. De verdieping vindt over de volledige breedte van de buitenhaven plaats, zodat er voldoende vaardiepte is voor schepen uit de Westsluis en de Nieuwe Sluis om elkaar te passeren. De verdieping blijft buiten de invloedszone van de waterkering aan de westzijde van de buitenhaven.

Niet alleen de diepte van de buitenhaven bepaalt in welk deel van het tijvenster schepen gebruik kunnen maken van het sluizencomplex. Ook de invaart vanaf de Westerschelde is een belangrijk issue. Schepen moeten vanaf de Westerschelde de buitenhaven indraaien, onder invloed van wind en getij. Een verbreding van de havenmond is noodzakelijk voor een vlotte en veilige invaart van schepen met een diepgang van 12,5 m onder maximale stroomcondities. Aan de westzijde van de havenmond wordt de verbreding boven- en

onderwater uitgevoerd. Aan de oostzijde wordt het talud steiler gemaakt, zodat onderwater een verbreding plaatsvindt, zonder dat de landtong bovenwater korter wordt. Daardoor blijft de hoogwatervluchtplaats behouden. De totale verbreding is 70 m onderwater op het diepste punt. Op maaiveldhoogte is de verbreding 110 m aan de westzijde. Deze verbreding is ook geschikt om in de toekomst maatgevende schepen met een diepgang van 14,5 m vlot en veilig in te laten varen binnen het tijvenster.

In de buitenhaven worden wacht- en opstelplaatsen voor de binnenvaart gemaakt, zodat de binnenvaart gebruik kan maken van de Westsluis en Nieuwe Sluis. In de buitenhaven komen wacht- en opstelplaatsen voor circa 15 binnenvaartschepen langs de westelijke havendijk. Deels langs de dijk, deels aan palen met een remmingswerk. Alle ligplaatsen in de buitenhaven worden op het talud van de westelijke havendijk gerealiseerd. Hiervoor wordt het talud van de westelijke havendijk steiler gemaakt, zodat de ligplaatsen niet in de vaarweg naar de Westsluis liggen.

De wacht- en opstelplaatsen kunnen ook worden gebruikt als overnachtingsplaats voor binnenvaartschepen. Door het realiseren van overnachtingsplaatsen kan efficiënter van het sluisencomplex gebruik worden gemaakt. Binnenvaartschepen kunnen in de nieuwe situatie ook 's avonds worden geschut en vervolgens afmeren in de buitenhaven. Dit beperkt de drukte in de ochtend. De ligplaatsen hebben geen voorzieningen om de wal te bereiken of voorzieningen voor walstroom.

Voor de zeeschepen wordt een noodsteiger aan de oostzijde in de buitenhaven gemaakt. Hier kunnen schepen met een maximale diepgang van 12,5 m afmeren. Naast deze noodsteiger wordt een sleepboothaven gerealiseerd. In deze haven is plaats voor 15 sleepboten, en is de mogelijkheid voor een aanlegplaats die bereikbaar is voor hulpdiensten. De ingang van de sleepboothaven zit aan de zuidzijde. De sleepboten liggen op deze manier beschut tegen de golven in de buitenhaven.

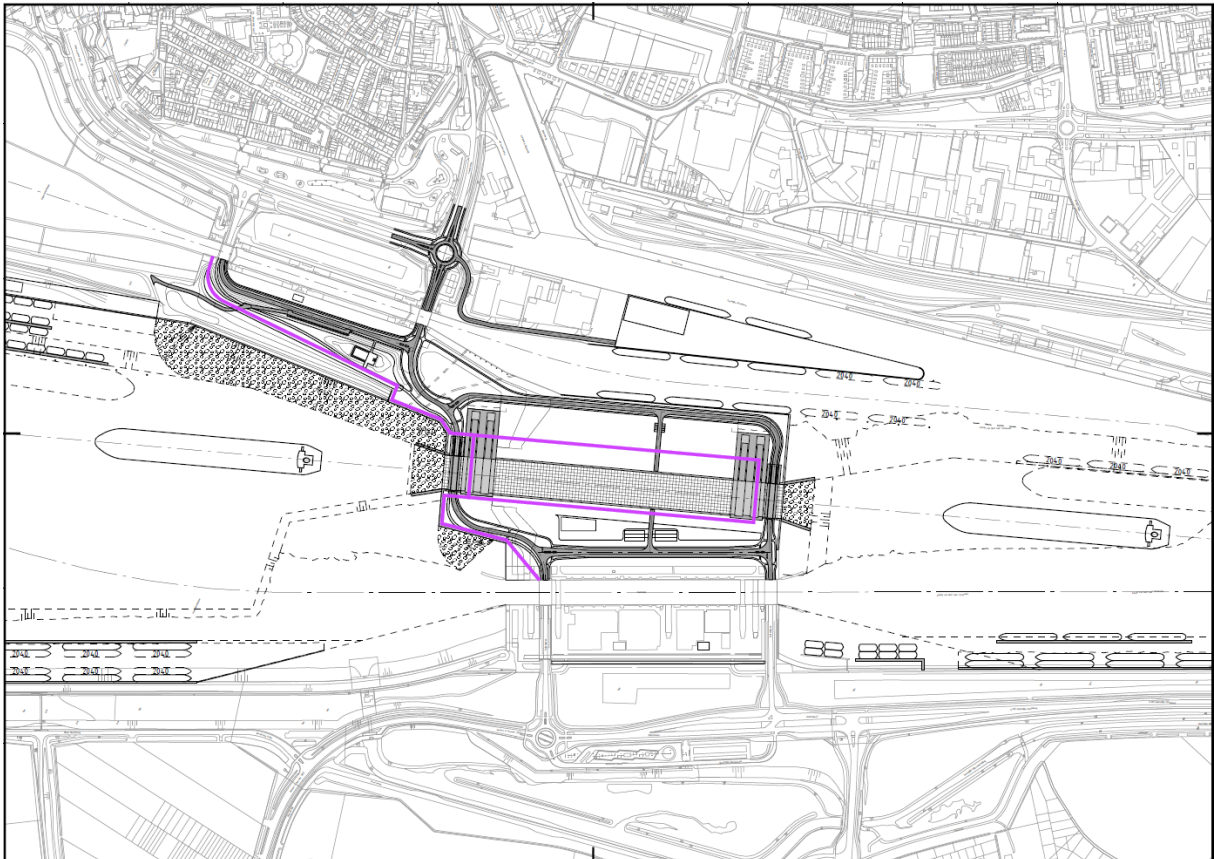
4.1.3 Inrichting sluisencomplex

De huidige waterkering wordt vanaf de Oost- en Westsluis verbonden met de Nieuwe Sluis. Tussen de noordzijde Westsluis en de Nieuwe Sluis wordt een harde kering aangelegd met een hoogte van 8,50 m +NAP, die aansluit op het sluisplateau. Aan de oostzijde van de Nieuwe Sluis gaat deze over in een groene waterkering met een hoogte van 9,75 m +NAP. Aan de buitenzijde van deze waterkering wordt een damwand geplaatst omdat er onvoldoende ruimte beschikbaar is voor een talud. Deze groene waterkering sluit aan de oostzijde aan op de keermuur bij de Oostsluis.

Bij de Nieuwe Sluis zijn zowel het binnenhoofd als het buitenhoofd onderdeel van de primaire kering. Het binnenhoofd krijgt een hoogte van 6,30 m +NAP. De waterkering rond de Nieuwe Sluis verloopt dus

van 8,50 m +NAP aan de buitenzijde tot 6,30 m +NAP aan de binnenzijde. De weg rond de sluiskolk ligt op de waterkering.

De weg ten westen van de Oostsluis ligt binnen de primaire kering. De brug ligt buiten de deuren. Dat betekent dat de weg daar buiten de primaire kering ligt. De kruisingen van de weg met de waterkering zijn zichtbaar in de tekening.

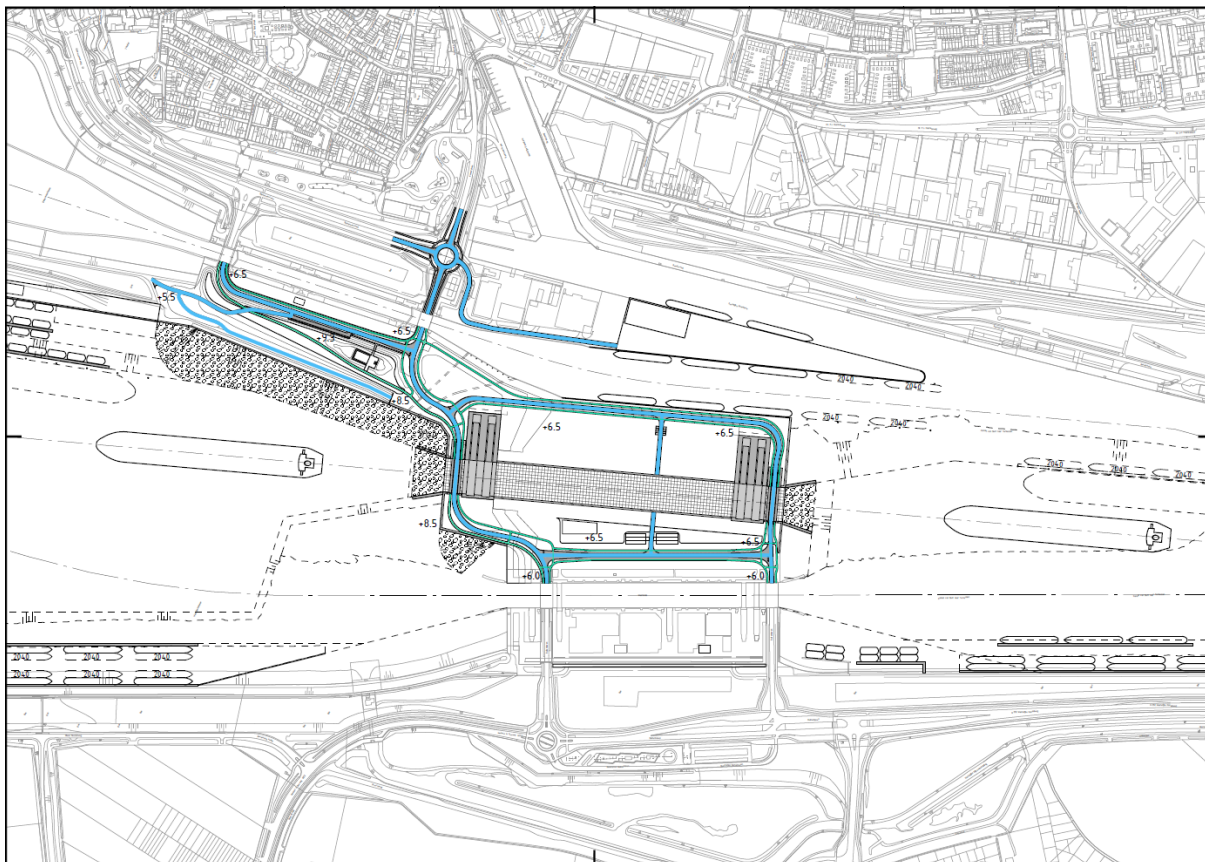


Figuur 4-2 Ligging waterkering in VKV (paars)

De wegenstructuur op het sluizencomplex wordt ingericht zoals in de tekening is opgenomen. Alle wegen worden ingericht op 50 km/u. De hoofdroute loopt langs het noordelijke sluishoofd van de Westsluis en de Nieuwe Sluis en langs het zuidelijke sluishoofd van de Oostsluis. De hoofdroute is de kortste route die over het complex mogelijk is en is vormgegeven als een voorrangsweg ten opzichte van de overige wegen op het sluizencomplex. Wanneer één van de bruggen in de hoofdroute geopend is, zal het wegverkeer gebruik moeten maken van een nevenroute. Deze wegen worden duidelijk ingericht als secundair ten opzichte van de hoofdroute. Met dynamische bebording wordt het gemotoriseerd wegverkeer en fietsverkeer naar de juiste brug geleid.

De kruising waar hoofd- en nevenroute elkaar kruisen tussen de Oostsluis en de Nieuwe Sluis, wordt vormgegeven als twee T-kruisingen. Verkeer wordt zo actief ontmoedigd om van de nevenroute

gebruik te maken als de hoofdroute beschikbaar is. De kruisingen ten westen van de Nieuwe Sluis worden ook als een T-kruising vormgegeven.



Figuur 4-3 Ligging droge infrastructuur
Blauw – wegen
Groen - fietspaden

Er worden vrijliggende fietspaden aangelegd aan weerszijden van de weg. Langs de buitenhaven worden fietspaden met 2 rijrichtingen aan de buitenkant van de weg gelegd. Zo hebben de fietsers het beste zicht op de scheepvaart in de buitenhaven. Ook wordt met deze route invulling gegeven aan de voorgestelde mitigerende maatregel voor verkeersveiligheid, om kruisingen tussen snel en langzaam verkeer te minimaliseren. Fietsers hebben bij iedere kruising voorrang op het gemotoriseerd wegverkeer. Voor voetgangers worden wandelpaden aangelegd. Deze zijn gescheiden van de fietspaden. Op de bruggen bestaat de scheiding tussen voetgangers en fietsers ten minste uit belijning. Op de bruggen wordt het wegverkeer fysiek gescheiden van fietsers.

De bruggen over de sluiskolk van de Nieuwe Sluis worden vergelijkbaar met de bruggen over de Oost- en de Westsluis: basculebruggen met 1 val. De bruggen worden buiten de deuren geplaatst. Zo is er het minste kans op aanvaren van de bruggen. De brugconstructie bestaat uit een vakwerkconstructie, vergelijkbaar met de bruggen van de Westsluis.

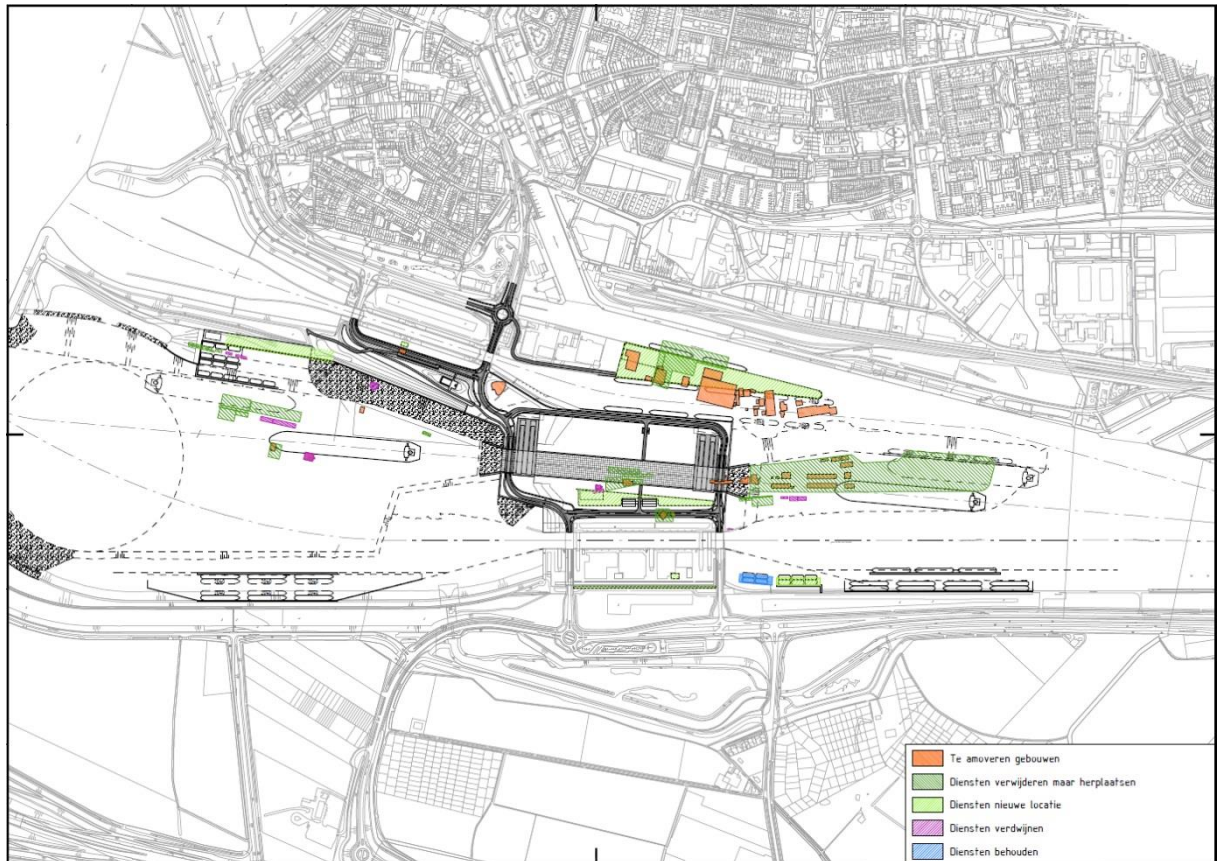
De diensten op het sluizencomplex worden ontsloten via de nevenroutes. De hoofdroute wordt zo niet belast met afslaand verkeer naar een van de diensten.

Op het sluiscomplex wordt ruimte gemaakt voor de sluisgebonden diensten. Dit zijn:

- Sleepdiensten. Naast de sleepboothaven in de buitenhaven is de mogelijkheid aanwezig voor opslag van materialen ten behoeve van de sleepdiensten.
- Bootslieden en de loodsen (Nederlands loodswezen). Hiervoor worden voorzieningen gerealiseerd tussen de Westsluis en de Nieuwe Sluis. Tijdens de aanlegfase wordt een tijdelijke voorziening aangelegd ten westen van de Westsluis.
- Opslag Rijkswaterstaat t.b.v. onderhoud en beheer sluiscomplex. De materialen die over water aan- en afgevoerd moeten worden, zoals de reservedeuren voor de Oostsluis, worden gesitueerd op de Schependijk. Voor de overige materialen worden opslagvoorzieningen gerealiseerd tussen de sluizen, en ten westen van de Westsluis. Ten westen van de Westsluis wordt ook de nieuwe noodstroomvoorziening aangelegd.

Alle overige functies die binnen het huidige complex aanwezig zijn worden geamoveerd.

Zoals in het deelrapport natuur is aangegeven is er 3 ha schraal grasland voor orchideeën nodig voor de compensatie voor de Flora- en Faunawet. Dit grasland wordt ingepast op het complex, onder meer ten westen van de Nieuwe Sluis en ten oosten van de Oostsluis. Dit gebied kan ook dienen als habitat voor rolklaver en de vijflek-sint-jansvlinder.



Figuur 4-4 Sluisgebonden diensten: huidige locaties en hervestiging, en overige diensten

4.1.4 Binnenhaven

Om de Westsluis beter geschikt te maken voor de afwikkeling van binnenvaart, worden ook aan de kanaalzijde wacht- en opstelplaatsen aangelegd. Deze worden aan de westzijde van het kanaal gelegd en bieden ruimte voor circa 15 binnenvaartschepen. Hiervoor wordt het kanaal ter plaatse van de ligplaatsen verbreed door het talud af te graven en een damwand te plaatsen. De ligplaatsen komen op deze wijze buiten de vaarweg te liggen.

Direct ten zuiden van de Westsluis wordt aan de kanaaloever een extra steiger aangelegd voor de sleepboten die in de huidige situatie aan de Zeevaartweg kunnen afmeren. In totaal kunnen hier circa 10 sleepboten afmeren.

Door het gedeeltelijk afgraven van de Schependijk en het verwijderen van de landtong Zeevaartweg verdwijnen wacht- en opstelplaatsen voor de Oostsluis. Aan de Schependijk worden nieuwe mogelijkheden aangelegd om af te meren voor circa 6 binnenvaartschepen. Op termijn kunnen circa 4 extra wacht- en opstelplaatsen worden gecreëerd in het verlengde van de Schependijk en langs de noodsteiger van de Nieuwe Sluis.

Er worden geen specifieke overnachtingsplaatsen gecreëerd. Wel wordt het mogelijk om wacht- en opstelplaatsen aan de westzijde van het kanaal 's nachts in te zetten als overnachtingsplaatsen. Aan de

kanaalzijde gaat het om circa 4 overnachtingsplaatsen. Deze plaatsen hebben geen voorzieningen zoals walstroom of afloopvoorzieningen.

Er wordt een noodsteiger voor de zeeschepen aan de oostzijde van de vaarweg naar de Nieuwe Sluis gemaakt. Wanneer een schip ligt afgemeerd aan deze noodsteiger, ligt het schip deels in de vaarweg naar de Nieuwe Sluis. Omdat de noodsteiger alleen in het geval van calamiteiten wordt gebruikt, is dit geen probleem.

4.1.5 Waterbeheer

Wanneer het kanaalpeil hoger wordt dan het vastgestelde peil, wordt kanaalwater gespuid via de sluisdeuren. In de aansturing van de verschillende functies van het sluiscomplex (operationeel concept) wordt het spuien zo georganiseerd dat dit tot minimale hinder voor scheepvaart zal leiden. Ook wanneer het kanaalpeil lager wordt dan het gestelde peil zullen de kolken zo worden benut voor de scheepvaart dat er minimaal verlies aan kanaalwater zal zijn, bij voorbeeld door te schutten bij minimaal verhang. Wanneer in droge perioden het kanaalpeil ondanks deze maatregelen toch te ver daalt, kan er niet gevaren worden op het kanaal en wordt het complex gestremd. Het nivelleren van de waterstanden in de sluiscolk is onafhankelijk van het spuisysteem. Hiervoor worden schuiven in de sluisdeuren gebruikt. Er worden geen omloopriolen aangelegd.

Indien geen aanvullende maatregelen worden getroffen kan de aanleg van de Nieuwe Sluis negatieve effecten hebben op de Kaderrichtlijn Water GEP (goed ecologisch potentieel) waarde van 3000 mg/l chloride gemeten aan het wateroppervlak bij Sas van Gent op het Kanaal van Gent naar Terneuzen. De kans is dan aanwezig dat het zoutgehalte door aanleg van de Nieuwe Sluis zonder aanvullende maatregelen in droge zomers boven de genoemde GEP waarde gaat uitstijgen. Deze kans is zeker niet denkbeeldig, aangezien ook bij een autonome ontwikkeling (=zonder bouw Nieuwe Sluis) de verwachting is dat in droge zomers de zoutnorm op het kanaal kritiek gaat worden. Om deze mogelijke negatieve effecten op de vastgestelde KRW chloride-norm op het Kanaal te voorkomen wordt het volgende pakket maatregelen getroffen:

1. Met oog op het beperken van het zoutbezwaar (of voorkomen van verdergaande verzilting) ten gevolge van het gebruik van de Nieuwe Sluis Terneuzen handelt Vlaanderen conform artikel 32 van het verdrag van 1960, met de aanpassingen zoals beschreven in artikel 1 van de overeenkomst tot wijziging uit 1985 door het nemen van passende maatregelen.
2. Daarnaast wordt het schutbedrijf, in functie van minimale wachttijden, optimaal spuien en gecontroleerde zoutindringing, zodanig geoptimaliseerd, dat indien uit de monitoring blijkt dat het chloridegehalte van de KRW-norm overschreden dreigt te gaan worden, het chloridegehalte binnen de gestelde normen blijft. Een nieuw op te richten werkgroep met Vlaamse en Nederlandse experts (waaronder de beheerder) zal over deze optimalisatie advies verlenen waarbij zij ook moeten beoordelen of het bestaande monitoringsnetwerk daartoe

- voldoet of dat het uitgebreid moet worden.
3. Er wordt in de realisatiefase een budgetvoorziening van 10 miljoen euro als risicoreservering opgenomen. Geborgd wordt dat ook na realisatie van de Nieuwe Sluis een bedrag beschikbaar blijft gedurende een periode van 5 jaar vanaf het moment dat de Nieuwe Sluis in gebruik wordt genomen. Deze laatste reservering zal binnen de Vlaams-Nederlandse Scheldec commissie, in de lijn van het verdrag uit 2005 inzake de samenwerking op het gebied van het beleid en het beheer van het Schelde-Estuarium worden geregeld. Het gereserveerde bedrag kan gebruikt worden om onderzoek te doen naar de effecten van (innovatieve) alternatieve zoet-zout-scheidingsmaatregelen. Indien daaruit blijkt dat een maatregel effectief is en de bovengenoemde maatregelen geen of te weinig effect hebben, kan zo'n voorziening daaruit worden bekostigd.
 4. Vanuit de stuurgroep NST wordt aan de VNSC verzocht om de werkgroep "Agenda voor de toekomst" een aanvullend onderzoek naar de optimale zoetwaterverdeling in het Schelde-stroomgebied tijdens droge perioden uit te laten voeren, waarin ook wordt bekeken hoe het beperken van het zoutbezwaar (of voorkomen van verdergaande verzilting van het kanaal) optimaal gerealiseerd kan worden.
 5. Voor wat betreft de problematiek bij Canisvliet zal, gezien het kwetsbare karakter van dit gebied en eventuele schade onomkeerbaar is, ongeacht de uitkomsten van de monitoring de waterafvoer ter plaatse worden aangepast om verzilting te voorkomen.

Tabel 4-1: Ontwerpkeuzes VKV

Ontwerpkeuzes		Keuze
1	Afmetingen sluiskolk	lengte 427m breedte 55m Diepte drempel 16,44m -NAP
2	Locatie van de sluiskolk	Noord
2a	Type deuren	Rechte roldeuren
3	Oriëntatie van de sluiskolk	5 graden
3a	Behoud Middensluis	Middensluis slopen
4	Breedte buitenhaven door dijkverlegging	Geen dijkverlegging, wel functies in het talud plaatsen met voldoende ruimte voor het passeren van (zee)schepen.
5	Breedte van de havenmond	Verbreiding westzijde, oostzijde alleen onderwater
6	Diepte van de buitenhaven	12,5 m getij onafhankelijk
7	Spuifunctie	Spuien via de deuren
8	Waterkering	Kering over beide hoofden (hoog buitenhoofd, laag binnenhoofd)
9.	Bruggen	Buiten de deuren met een basculebrug (enkele val)

Ontwerpkeuzes		Keuze
10.	Ligplaatsen	Buitenhaven Oostsluis: geen aanpassingen Buitenhaven: voor ca 15 binnenvaartschepen Binnenhaven Oostsluis: voor ca. +6 binnenvaartschepen Binnenhaven Westsluis: voor ca 15 binnenvaartschepen Mede gebruik van wacht- en opstelplaatsen als overnachtingsplaatsen gedurende de nacht.
11.	Diensten	Verplaatsen sleepdiensten, bootslieden en loodsen en opslag Rijkswaterstaat t.b.v. onderhoud en beheer sluiscomplex.
12.	Primaire kering	Verbinding van Oost- en Westsluis naar Nieuwe Sluis, primaire kering bij Nieuwe Sluis over beide hoofden.
13.	Nivelleren	Via de deuren
14.	Spuicapaciteit	130m ³ /s gemiddeld, 168 m ³ /s gemiddeld bij lagere waterstand Westerschelde dan kanaal
15.	Zoet-zoutscheiding	Inzet op mitigerende maatregelen
16.	Wegverkeer	50 km/u met korte hoofdroute als voorrangsweg. Kruising tussen Nieuwe Sluis en Oostsluis als twee T-kruisingen.
17.	Deurconfiguratie	2x2

5 Werkwijze

5.1 Onderzoeksopzet

Het technisch onderzoek aangaande hoogwaterveiligheid richt zich op de invloed van de werken op het vermogen van het gehele complex, in de breedste zin van het woord, om een maatgevend hoogwater vanuit de Westerschelde te kunnen keren.

Het systeem Sluiscomplex Terneuzen voldoet met betrekking tot waterveiligheid indien deze op alle onderdelen het gegeven ontwerppeil kan weerstaan. Weerstaan betekent in deze dat het onderdeel niet mag bezwijken onder de maatgevende belasting. Falen is wel mogelijk indien dit geen wateroverlast betekent voor het achterland. Het laatste betekent bijvoorbeeld dat over de waterkering wel overslag of overloop mag plaatsvinden zolang het overslag- of overloopdebiet veilig geborgen kan worden op het binnendijks oppervlaktewater. Op basis van bijvoorbeeld Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies dient gerekend te worden met een toelaatbaar overslagdebiet van 0,1 l/m/s. Echter gaan we hier uit van 1 l/m/s omdat de waarde van 0,1 te conservatief is voor de hier beoordeelde waterkering. Dit omdat geen bebouwing aanwezig is op of direct achter de dijk. Tevens is de kruin van de westelijke waterkering zodanig breed dat bij een overslagdebiet van 1 l/m/s het water het binnentalud niet zal bereiken. Voor de Westelijke waterkering is in de 3^{de} ronde landelijke toetsing een oordeel 'voldoende' of 'goed' gegeven op basis van een optredend overslagdebiet van respectievelijk 20 l/m/s voor zogenaamd dijkvak 1B en 9 l/m/s voor zogenaamd dijkvak 1A. Op de waterkering tussen de nieuwe sluis en de bestaande Oostsluis is voldoende bergingsmogelijkheid en zal het binnentalud worden ontworpen op het gekozen overslagdebiet.

Het ontwerppeil is vastgelegd in de §3.6 van de Uitgangspuntennota en bedraagt:

- Levensduur 50 jaar = toetspeil 2006 + 0,30 m = NAP+6,1 m.
- Levensduur 100 jaar, vervangbare onderdelen = toetspeil 2006 + 0,60 m = NAP+6,4 m.
- Levensduur 100 jaar, Niet vervangbare onderdelen = toetspeil 2006 + 1,25 m = NAP+7,05 m.
- Niet aanpasbare onderdelen = $1,05 \times H_{s;2006}$

Voor de onderdelen die ontworpen worden op levensduur van 50 (onder andere constructies uitgevoerd in grond) en de vervangbare onderdelen met een levensduur van 100 jaar geldt het WB21 KNMI Middenscenario voor klimaatontwikkeling conform het ontwerp kader Zwakke Schakels Kust. Voor niet vervangbare onderdelen zoals bijvoorbeeld het ruimtebeslag voor een waterkering is uitgegaan van het WB21-maximumscenario conform hetzelfde ontwerp kader. De nieuw gepubliceerde KNMI klimaatscenario's uit 2014 zijn helaas niet toepasbaar voor dit project. Voor het vakgebied waterveiligheid geven deze nieuwe scenario's namelijk nog geen nieuwe waarden. Daarbij

geven de scenario's slechts een beeld tot en met 2085 waar de hier te gebruiken tijdhorizon significant later ligt.

Voor de golfrandvoorwaarden is gegeven dat geen opslag doorgevoerd hoeft te worden op de golfrandvoorwaarden zoals bepaald voor HR2006. De golfrandvoorwaarden zijn het kader van de invloed door het verbreden van de havenmond berekend door Svasek en gerapporteerd in rapport "Golfindringing West Buitenhaven Terneuzen" 1724/U14347/A/BE van 3 november 2014. Een analyse van de resultaten uit dit onderzoek wordt opgenomen in de 'Uitgangspuntennota Systeemontwerp' [4] bij het onderdeel hydraulische randvoorwaarden.

Nadat de minimaal benodigde kruinhoogte van een grondlichaam is bepaald wordt deze met een tweetal toeslagen verhoogd. Ten eerste wordt een reguliere robuustheidstoeslag van 0,3 m toegepast (Leidraad Rivieren, deel 3, §2.2.2 Robuust ontwerpen). Deze toeslag vangt bijvoorbeeld onzekerheden in de waterstandsbepaling op. Aangezien de berekende kruinhoogte gegarandeerd moet worden dient ook een toeslag te worden verrekend voor zettingen, klink, autonome bodemdaling etc. over de levensduur van de waterkering. Op basis van de ondergrond blijken geen bijzonder zettingsgevoelige lagen aanwezig. In overleg met experts op het gebied van waterkeringen van VNSC is besloten dat een waarde van 0,3 m voor deze toeslag reëel is. Ten opzichte van de berekende minimale kruinhoogte wordt de aanleghoogte dus voorzien op 0,6 m hoger.

De gevolgen voor hoogwaterveiligheid voor het kanaal Gent-Terneuzen, door grotere afmetingen schepen door de invloed van bijvoorbeeld erosie en golfslag op de kanaalbodem en kanaaldijken is in dit onderzoek niet beschouwd. Door maatregelen te nemen, zoals het voorschrijven van maximale vaarsnelheden voor grote schepen kunnen effecten voorkomen worden.

5.2 Studiegebied

Eventuele aanpassingen van de waterkeringen binnen dit project dienen allemaal plaats te vinden binnen de systeemgrenzen. Wel bevinden de waterkeringen zich deels aan de randen van het plangebied. Het studiegebied is daarmee gelijk aan het plangebied en de systeemgrenzen.

Aanpassingen aan de westelijke waterkering hebben door de ligging van de systeemgrens ter plekke een sterk raakvlak met de omgeving. De polder aan de binnenzijde van de bestaande westelijke waterkering dient op dit moment tot agrarisch gebruik. De oppervlakte van deze polder neemt af indien de westelijke waterkering landwaarts verlegd moet worden.

6 Huidige situatie en autonome ontwikkeling

6.1 Huidige situatie

Het uitgangspunt van het ontwerp is dat in de huidige situatie de waterkering tenminste het oordeel 'voldoende' heeft conform de VTV2006. Echter is enkele jaren geleden de waterkering verbeterd door projectbureau Zeeweringen en is de kerende hoogte van de sluizen verhoogd om toekomstvast te zijn. Onderstaande resultaten van de toetsing uit 2007 zijn overgenomen uit het toenmalige toetsrapport "Toetsing op veiligheid van de waterkering in de voorhavens Terneuzen", ref. [5].

De voorhavens zijn daarin verdeeld in meerdere dijkvakken. Alleen de dijkvakken die hier van toepassing zijn opgenomen in de tabel. Het betreft dan de dijkvakken 1A en 1B die aan de westelijke waterkering liggen. De overige waterkeringen vallen buiten het projectgebied of komen te vervallen in de nieuwe situatie.

Tabel 6-1 resultaten 3^{de} ronde toetsing 2007		
Toetsspoor	1A westelijke havendijk - noord	1B westelijke havendijk - zuid
Hoogte	goed	voldoende
Stabiliteit, piping heave	Type 2B, zand-op-zanddijk, geen piping	Type 2A, zand-op-kleidijk, L _b voldoende
Stabiliteit, macro binnenwaarts	Afmetingen voldoende	Afmetingen voldoende
Stabiliteit, macro buitenwaarts	voldoende	onvoldoende, voorland onvoldoende
Stabiliteit, micro	voldoende	voldoende
Stabiliteit, bekleding	niet getoetst, verbetering reeds in voorbereiding	niet getoetst, verbetering reeds in voorbereiding

Belangrijk om te vermelden bij bovenstaande toetsresultaten is dat zowel project Zeeweringen als het HWBP meerdere verbeteringen heeft doorgevoerd waardoor de resultaten niet meer geheel actueel zijn. Door de verbeteringen mag worden aangenomen dat de toetsresultaten niet slechter zijn geworden.

Het enige spoor waarop een onvoldoende wordt gescoord is macrostabiliteit buitenwaarts. Met een verdieping van de voorhaven in het vooruitzicht is dit een belangrijke constatering. Reden voor deze 'onvoldoende' is dat een afschuiving of zettingsvloeiing op basis van toen beschikbare gegevens niet kon worden uitgesloten, zie §3.3 van het Toetsrapport ref. [5]. In §3.2.3.3 is geoordeeld dat de macrostabiliteit van het dijklichaam zelf een 'voldoende' als oordeel krijgt.

Voor deze planuitwerking is nogmaals beoordeeld of het mechanisme zettingsvloeiing is uit te sluiten voor dijkvak 1B. Naast historisch onderzoek zijn ook de nieuwe sonderingen gebruikt welke in de polder zijn genomen. Doel van deze sonderingen was het bepalen van de grondopbouw voor het ontwerp van de nieuwe westelijke waterkering

in variant 3. Aangezien enkele van deze sonderingen zeer dicht op de dijk zijn genomen zijn deze ook in de analyse meegenomen. Voor de volledige analyse wordt verwezen naar het "Deelrapport Geotechniek" bij de integrale bodemrapportage [10]. Samenvattend is de conclusie dat zettingsvloeiing ook op basis van het nieuwe totaalbeeld niet kan worden uitgesloten. Het uitvoeren van dit project brengt echter geen verslechtering van de situatie. Wel wordt in de westelijke waterkering een verticale wand geplaatst ten behoeve van wacht- en opstelplaatsen voor binnenvaart. Door het aanbrengen van deze wand worden de zettingsvloeiingsgevoelige lagen doorsneden waardoor de kans op het optreden van een vloeiing of afschuiving vermindert. Belangrijk is echter wel dat het aanbrengen van een damwand of combiwand op zich een trigger kan zijn voor een vloeiing. De aanbrengmethode is daarmee kritisch voor de veiligheid van de waterkering tijdens de uitvoering. Deze kennis is essentieel om te delen met de marktpartij die dit project gaat uitvoeren.

6.2 Autonome ontwikkeling

Een autonome ontwikkeling waarvan de richting nog niet duidelijk is, is de inrichting van het wettelijk toetsinstrumentarium (WTI2017) ten opzichte van het WTI2006 dat is gebruikt voor de 3^{de} en verlengde 3^{de} toetsronde.

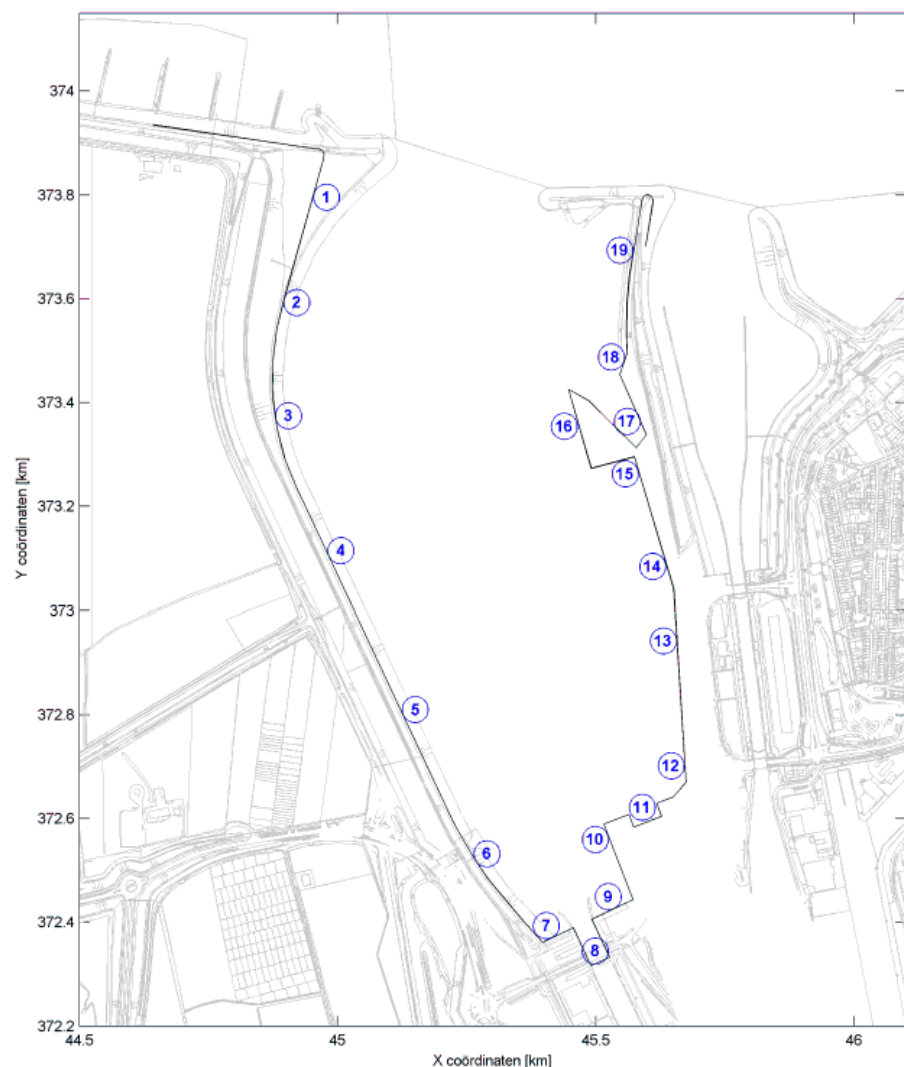
Met het deltaprogramma is een ontwikkeling in gang gezet waarbij een overstap wordt gemaakt van overschrijdingskans naar overstromingskans en een risicobenadering. Gekoppeld daaraan zal vermoedelijk worden overgeschakeld naar een dijktrajectbenadering. In hoeverre deze nieuwe waterveiligheidsbenadering bij Terneuzen kan gaan leiden tot een ander dijkontwerp is nog niet bekend. Hiertoe wordt door VNSC een beschouwing uitgevoerd in samenwerking met projectbureau Zeeweringen.

7 Dijkontwerp

In dit hoofdstuk wordt aangetoond dat het mogelijk is een veilige hoogwaterkering aan te leggen binnen het plangebied van de sluis Terneuzen. Het betreft hier alleen de zogenaamde zachte waterkering, de waterkeringen die, tenminste deels, bestaan uit een grondlichaam. Het ontwerp van de sluisdeuren en het buitenhoofd van de nieuwe Sluis worden dan ook niet in dit rapport besproken. Voor die onderdelen wordt verwezen naar rapport VNZT-R-45 Systeemontwerp.

7.1 Hydraulische randvoorwaarden

Door Svašek is gerekend aan de golfindringing en daarmee de golftrandvoorwaarden in de West Buitenhaven Terneuzen. De berekeningen zijn gerapporteerd in "Golfindringing West Buitenhaven Terneuzen" 1724/U14347/A/BE van 3 november 2014.



Figuur 7-1 Uitvoerpunten golftrandvoorwaarden

Bovenstaande afbeelding geeft de uitvoerpunten waardoor uit de continue reeks de golftrandvoorwaarden zijn gerapporteerd. Per

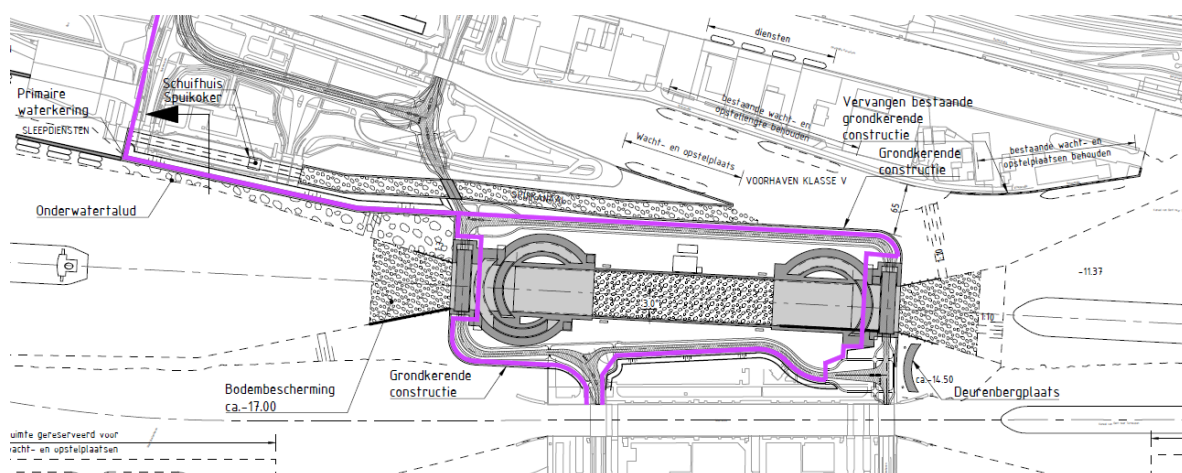
onderdeel van de waterkering wordt verwezen naar deze uitvoerpunten. Bij berekeningen wordt gebruik gemaakt van de golfrandvoorwaarden bij een waterstand van NAP+6 m voor de ontwerppeilen van NAP +6,1 m en NAP +6,4 m. Dit omdat het gebruikte klimaatscenario geen verhoging van golfrandvoorwaarden voorschrijft en de verhoging van de waterstand in vergelijking met de waterdiepte bij die waterstand marginaal is en geen invloed meer heeft op de golfhoogte.

7.2 Bescherming Hoogwaterveiligheid

7.2.1 Variant 1

Binnen deze variant wordt de westelijke waterkering niet verlegd. De havenmond wordt aan de westzijde verruimd. Ook wordt de voorhaven verdiept.

De waterkering binnen deze variant bestaat uit de verbindingen tussen de Westsluis en de nieuwe sluis en tussen de nieuwe sluis en de Middensluis. De waterkering ter plaatse van de nieuwe sluis loopt over zowel buiten- als binnenhoofd.



Figuur 7-2 Verloop waterkering variant 1

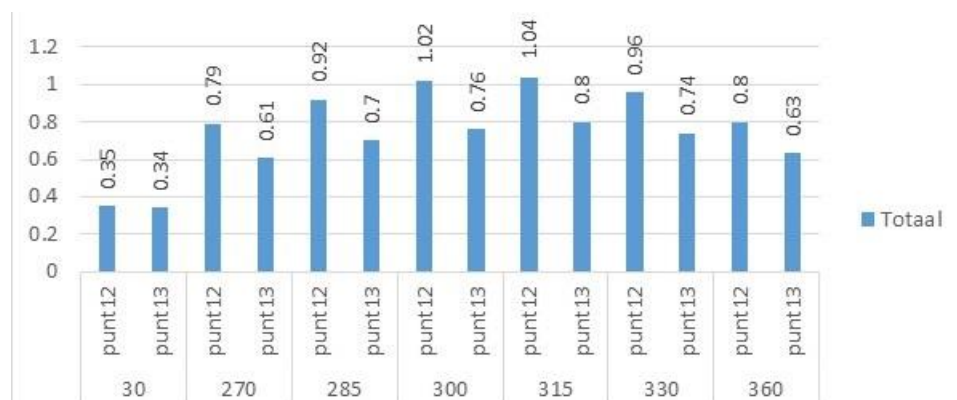
Hydraulische randvoorwaarden

In deze variant wordt de havenmond naar het westen verbreed. De oriëntatie van de waterkeringen die binnen deze variant aangepast worden is hoofdzakelijk op het westen. Om de waterkering te kunnen belasten dienen de inkomende golven door de havenmond een refractie van 90° te vertonen.

Daarbij heeft bestaande havenmond een breedte van ca. 300 m bij een golflengte van orde 45 m onder maatgevende omstandigheden. De verwachting is dat door een verbreding van orde 100 m het patroon van golfindringing niet significant zal wijzigen. Dit dient in een later stadium nader aangetoond te worden.

Het verdiepen van de voorhaven betekent een toename van de waterdiepte van ca. 19,9 m tot ca. 22,9 m. De maximale golfhoogte die

nu als toetsrandvoorwaarde op de waterkering aangehouden dient te worden bedraagt 2,05 m.[5] Uit de meest recente berekeningen blijken de volgende golfrandvoorwaarden van toepassing bij NAP+6 m.

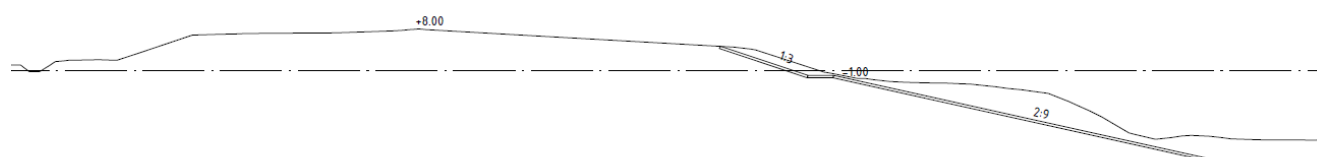


Figuur 7-3 golfrandvoorwaarden uitvoerpunten 12 en 13

Havenmond

In deze variant wordt de havenmond aan de westzijde verruimd. Dit betekent dat het profiel dat nu aanwezig is landwaarts wordt geschoven. Vanaf de nieuwe diepte van NAP-16,44 m loopt het talud met een helling van 1:4,5 omhoog tot NAP-1 m. Op dit niveau begint de steenbekleding ondersteund door een nieuw aan te brengen teenconstructie. Het talud vanaf NAP-1 m heeft een helling van 1:3 tot ca. NAP+5 m waar het profiel snijdt met het reeds bestaande profiel en daar ook in over gaat.

Voor het mechanisme overslag overloop is een berekening gemaakt analoog aan het ontwerp van de te verleggen waterkering in variant 3. Vanwege de aansluiting op het bestaande profiel wordt echter niet dezelfde kruinhoogte behaald. Op basis van de berekening met PC-Overslag wordt bij de kruinhoogte van NAP+8 m een overslagdebiet berekend van 3,1 l/s/m. De benodigde kruinhoogte om te voldoen aan het criterium van 1 l/s/m is NAP+8,3 m. Zie onderstaand de resultaten van de berekening.



Figuur 7-4 Profiel waterkering havenmond west

Gegevens

Visualisatie

Resultaten

Dwarsprofiel informatie

Dijkprofiel naam

Westelijke Havenmond midden scenario

Hydraulische parameters

Significante golfhoogte
Hmo

2.05

[m]
Golfrichting
B

50

[°]
Maatgevende stormduur
tsm

21000

[s]

☒ Spectrale golfperiode
Tm-1.0

4.9

[s]
Waterstand
SWL

6.4

[m]
Gemiddelde golfperiode
Tm

4.9

[s]

☐ Spectrale piekperiode
Tp

5.39

[s]

Bereken

Dwarsprofielsegmenten

Segment	X begin	Y begin	X eind	Y eind	Helling (tan)	Materiaal	Ruwheidsfactor
1	23.25	-16.5	93	-1	0.222		1
2	93	-1	98	-0.75	0.050	Bestorting	0.55
3	98	-0.75	115.15	5	0.335	Basalt	0.9
4	115.15	5	139.15	8	0.125	Asfaltbeton	1

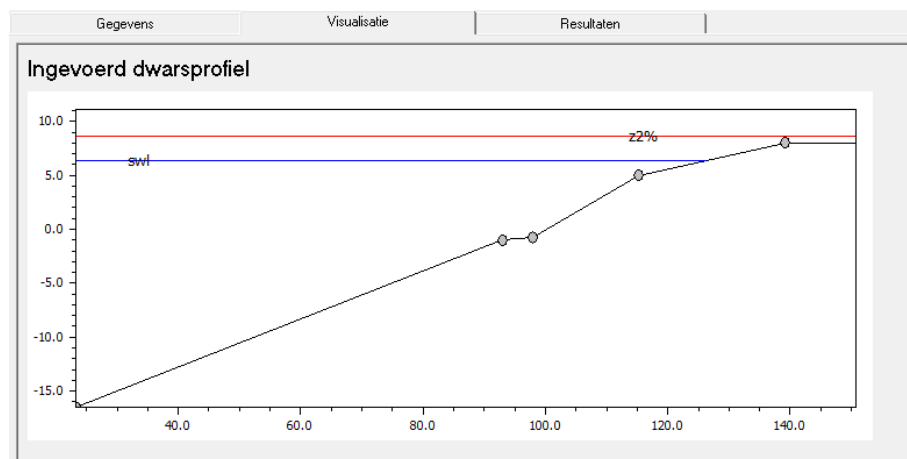
Ioevoegen

Samenvoegen

Wijzigen

Verwijderen

☒ Transformeer naar standaard



Gegevens

Visualisatie

Resultaten

Berekenende parameters

ontwerpwaarden
2%-golfoploophoogte

2.201

[m]

gemiddeld overslagdebiet

3.104

[l/s/m]

percentage golfoverslag

12.652

[%]

Benodigde kruinhoogte

Overslag [l/s/m]	Kruinhoogte [m + NAP]
0.1	8.8649
1	8.2779
10	7.7068
50	7.2908

Overslaghoeveelheden per golf

Percentages [%]	Hoeveelheid [l/m]
Vmax	1174
1 %	773.77
10 %	307.07

Tussenuitkomsten berekening

Datum berekening : 19-11-2014 14:40:47
Uitkomst berekeningen:
Z2Perc : 2.201 [m]
Z2Perc+SWL : 8.601 [m + NAP]
Overslag : 3.104 [l/s/m]
V max : 1174.023 [l/golf/m]
Commentaar : De 2%-golfoploop is hoger dan de dijk
Dwarsprofiel berekening
Z2perc : 2.201 [m]
Ksio : 0.689 [-]
L0 : 37.474 [m]
GammaB : 1.000 [-]
GammaF : 1.000 [-]
GBeta oploop : 0.890 [-]
GBeta overslag : 0.835 [-]
Waterstand : 6.400 [m]
TanAlpha : 0.161
Iteraties : 3

Figuur 7-5 Berekening overslag en overloop havenmond west

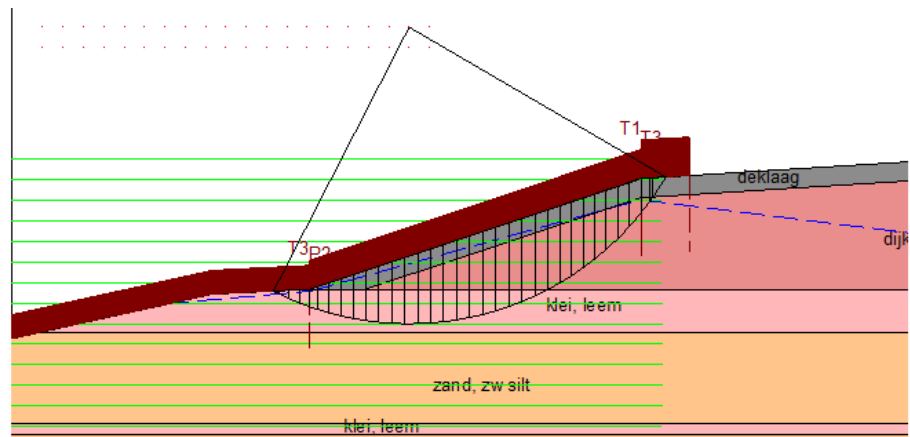
De extra hoogte van de kruin wordt beoordeeld als marginaal, zeker gekoppeld aan de breedte van het profiel dat nog overblijft. Het iets grotere overslagdebiet is nog ruim binnen de waarde van circa 10 l/s/m die, in afwijking van het eerder gestelde, voor een waterkering als deze zeker acceptabel is. In de toetsingsrapportage [DHV, 2007] heeft de westelijke waterkering het oordeel voldoende gekregen voor het faalmechanisme Hoogte. Bij het noordelijke deel van de westelijke waterkering (dijkvak 1A) was een overslagdebiet van 9 l/s/m berekend. Voor het zuidelijke deel van de westelijke waterkering (dijkvak 1B) was een overslagdebiet van 20 l/s/m berekend met een oordeel 'voldoende'. Door de breedte van de kruin wordt het binnentalud immers niet aangevallen. Omdat het berekende overslagdebiet kleiner is dan in de toetsing, waarbij het oordeel 'voldoende' is gegeven, zijn de gevolgen van infiltratie op de waterspanningen en de bekleding niet meer beschouwd.

Voor het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts is een berekening gemaakt in DGeoStability. Voor deze berekening is het profiel gebruikt zoals ook gegeven op de tekeningen van de voorkeursvariant aangezien deze bouwsteen overeenkomst voor variant 1 en de voorkeursvariant. Voor de grondopbouw is gebruik gemaakt van sondering DKMP20B zoals uitgevoerd voor het aanvullend geotechnisch onderzoek fase 2 in de polder. Een overzicht van het gehanteerde grondprofiel met de bijbehorende geotechnische parameters is weergegeven in Tabel 7-1

Tabel 7-1: Grondprofiel havenmond west (sondering DKMP20B)

Bk laag	Grondsoort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN-m ³]	c [kN/m ²]	ϕ [°]
Mv	Deklaag	19	19	10	25
Mv -1,0 m	Dijk	18	20	0	32,5
NAP -0,75 m	Klei, leem	19	19	5	17,5
NAP-3,0 m	Zand, zw siltig	18	20	0	32,5
NAP-7,75m	Klei, leem	19	19	5	17,5
NAP-8,25m	Zand, zw siltig	18	20	0	32,5

Onderstaand is hiervan de maatgevende glijcirkel van Bishop gepresenteerd. De behaalde veiligheidsfactor is 1,26 waar minimaal 1,23 nodig is. Op STBU voldoet de waterkering hier.

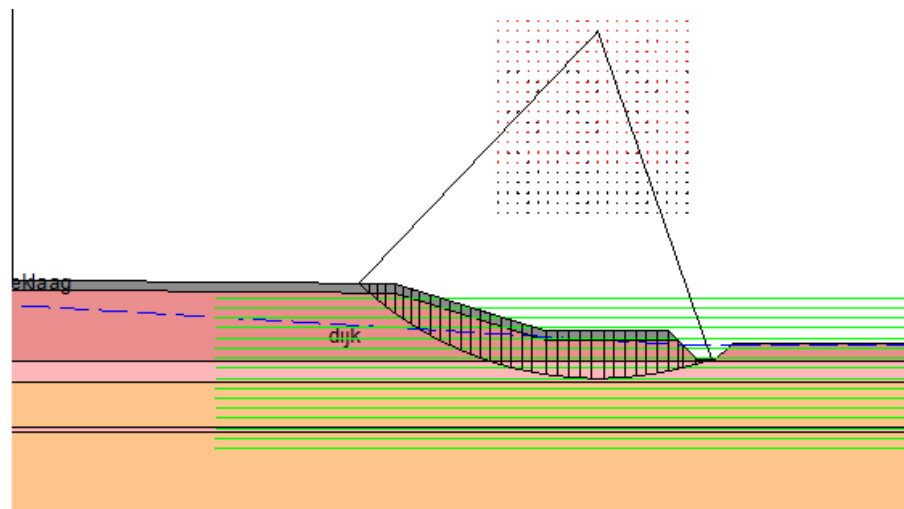


Xm : 193,16 [m]
Ym : 12,86 [m]

Radius : 15,39 [m]
Safety : 1,26

Figuur 7-6 Resultaat STBU

Voor macrostabiliteit binnenwaarts is ook de binnenzijde van profiel geschematiseerd. Hiertoe is aan de buitenzijde uitgegaan van maatgevend hoogwater en dus een waterstand/waterspanning van NAP+6,4 m direct onder de kleilaag op de kruin. Onderstaande figuur geeft hiervan het resultaat met een veiligheidsfactor van 2,14 waar minimaal 1,30 gehaald moet worden om aan de veiligheidseis te voldoen. Het profiel voldoet.



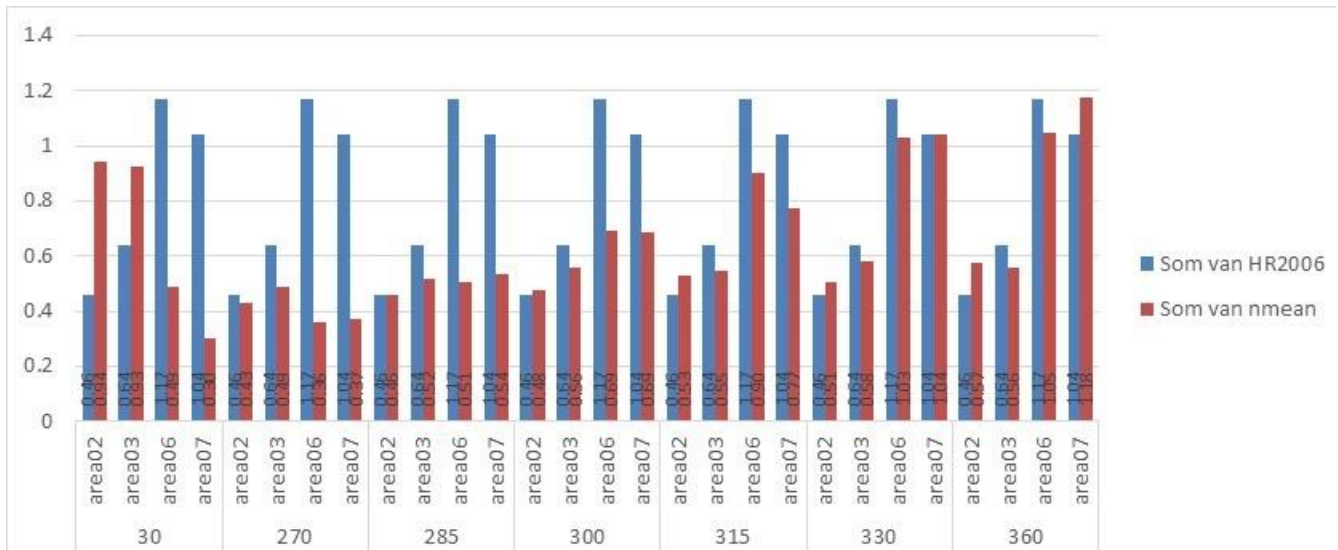
Xm : 236,67 [m]
Ym : 34,29 [m]

Radius : 36,82 [m]
Safety : 2,14

Figuur 7-7 Resultaat STBI

Westelijke waterkering

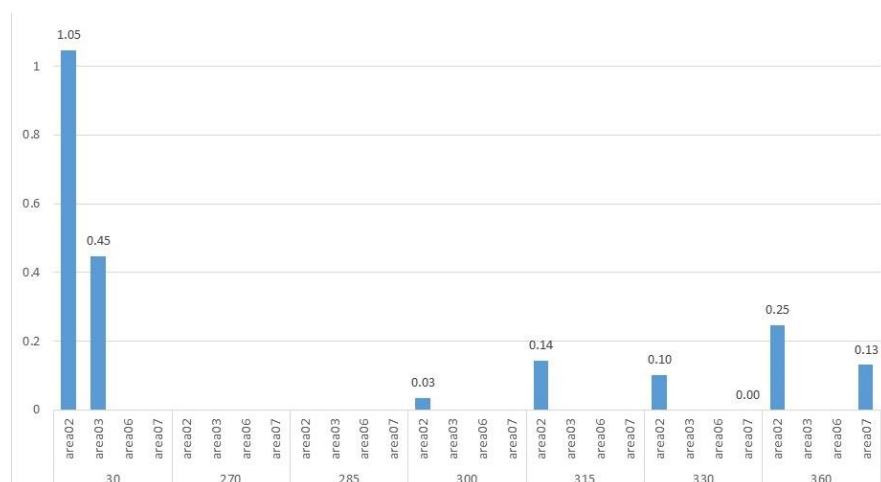
De golfrandvoorwaarden ten gevolge van de verdieping nemen niet toe. Ten gevolge van de verbreding van de havenmond is berekend wat de nieuwe golfrandvoorwaarden in de West buitenhaven worden. Onderstaande grafiek geeft de vergelijking van de nieuw berekende golfrandvoorwaarden met de HR2006 op basis waarvan in 2007 is getoetst. Deze grafiek geeft de punten 2, 3, 6 en 7 aangezien die liggen op delen van de waterkering die niet worden aangepast.



Figuur 7-8 Golfrandvoorwaarden uitvoerpunten 2, 3, 6 en 7

Op een enkele combinatie windrichting en uitvoerpunt zijn de golfrandvoorwaarden HR2006 hoger dan nu berekend voor de nieuwe situatie bij NAP+6 m. Voor uitvoerpunt 2, 3, 6 en 7 is de golfrandvoorwaarde hoger voor de windrichtingen 360° en 030°. Deze golven lopen echter langs de dijk en belasten daarmee het dijklichaam niet loodrecht. Deze belasting is dus eerder een langsstroming dan een golfbelasting waardoor deze toename geen maatgevende belasting veroorzaakt.

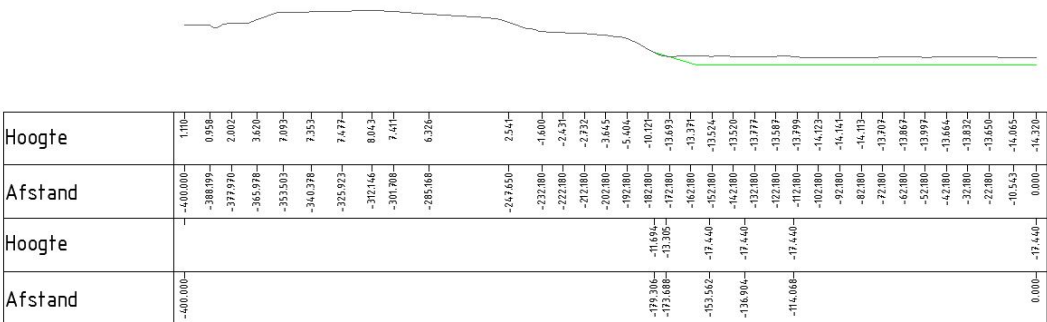
Ter onderbouwing is in onderstaande grafiek de relatieve toename van de golfhoogte gegeven voor verschillende uitvoerpunten en windrichting. Tijdens het overleg over dit onderwerp op 14 november 2014 is afgesteld dat verhogingen tot orde 10% binnen de normale modelnauwkeurigheid vallen en dus geen hertoets van de waterkering vereisen. Daarmee blijft uitvoerpunt 2 over voor de windrichting 315°. In absolute zin neemt deze golfhoogte toe van 0,46 m naar 0,53 m. Deze absolute stijging is marginaal waardoor ook voor deze locatie geen hertoets nodig is.



Figuur 7-9 Relatieve verhoging golfrandvoorwaarden

Op basis van het beschikbare profiel van de bestaande westelijke waterkering is beoordeeld dat de kans op afname van de stabiliteit van deze waterkering ten gevolge van een verdieping van de voorhaven verwaarloosbaar is. Zoals in de toetsing bepaald, is de stabiliteit van het dijklichaam zelf voldoende. De breedte van het voorland voor de teen van de waterkering wordt niet verkleind, alleen wordt het onder water talud naar de bodem van de voorhaven verder doorgetrokken. Zie voor het profiel onderstaande figuur waarin de zwarte lijn de bestaande waterkering weergeeft en de groene lijn de verdiepte voorhaven.

Dwarsprofiel DWP-1
t.o.v. as ALM - (3)
bij metrereng 170.298
Schaal 1:2000
-17.500m t.o.v. NAP



Figuur 7-10 Dwarsprofiel bestaande westelijke waterkering

Op basis van voorgaande beschouwing wordt de stabiliteit van de westelijke waterkering niet kleiner dan nu het geval is. Alleen met betrekking tot zettingsvloeiing vergroot het langere talud de gevoeligheid voor dit mechanisme. In de nadere uitwerking van het ontwerp en in de uitvoering dient hier rekening mee gehouden te worden.

Wacht- opstelplaatsen

In de westelijke waterkering worden enkele wacht- en opstelplaatsen gerealiseerd. Deze worden ingericht door middel van het aanbrengen van een combiwand welke als kade zal fungeren. Voor de combiwand is een berekening gemaakt op basis van RC3 conform NEN-EN 9997+C1. Dit is de veiligheidsklasse welke toegepast dient te worden voor primaire waterkeringen.

De kade is ontworpen op de volgende belastingen:

- Uniforme bovenbelasting 40 kN/m²
- Bolderbelasting conform CUR166 voor CEMT klasse V-VI
- Grondwaterstand landzijde tot bovenzijde kade voor situatie na overstromen kade.

De combiwand wordt opgebouwd uit buispalen ø1220x25mm staalkwaliteit X70 met een teenniveau op NAP-22 m en een deksloof met bovenkant op NAP+5,5 m. Per systeemmaat zijn dubbele groutankers van het type Leeuwanker ø101,6x17,5 mm toegepast met een lengte van 30 m. Voor de kade wordt een bodembescherming aangebracht uit met colloïdaal beton ingestorte breuksteen. Zie verder tekening VNZT-00-T-SO-00-D004_KR voor meer details in doorsnede “Kade West buitenhaven”.

In bijlage 2 van dit rapport is het rapport van de berekening bijgevoegd waaruit blijkt dat het maximaal opneembaar moment na verrekening van corrosie groter is dan het optredend moment. De overall stability heeft een minimale veiligheid van 1,57 in de op een na laatste fase waar een stabiliteitsfactor van 1,12 gehaald moet worden voor buitenwaartse stabiliteit bij het rekenen met rekenwaarden van grondparameters.

Sluiskolk

De sluiskolk in deze variant wordt op dezelfde hoogte aangelegd als het buitenhoofd. Reden hiervoor is dat beide sluishoofden en ook de kolk onderdeel uitmaken van de waterkering. Het waterkeren door beide hoofden heeft als voordeel dat de faalkans op het mechanisme betrouwbaarheid sluiting kleiner is dan bij hoogwater keren door alleen het buitenhoofd.

De hoogte van de oostelijke waterkering is bepaald op volledige golfaanval welke bij de kolk niet van toepassing is. De golven moeten immers door het geopende buitenhoofd de kolk in en komen dan onder een kleine hoek op de kolkwand aan hierdoor is de golfaanval op de kolkwand kleiner dan op de oostelijke waterkering.

Sluishoofd en –deuren

De kerende hoogte van de hoogwater kerende sluishoofden en sluisdeuren is bepaald door de maatgevende hoogwaterstand, zeespiegelrijzing, eventuele zettingen van de sluis gedurende de levensduur, lokale opwaaiing, en de mate waarin golfoverslag en eventueel overloop acceptabel zijn.

De levensduur van de sluishoofden bedraagt 100 jaar. Voor de kerende hoogte is rekening gehouden met zeespiegelrijzing conform het Middenscenario.

De zettingen gedurende de levensduur worden in deze fase op 0,1m aangehouden. Eventueel te verwachten grotere zettingen dienen in de initiële aanleghoogte van constructies verdisconteerd te worden.

Toelaatbare overslag i.v.m. kombergend vermogen:

In de periode 2010-2012 is het overslagdebiet over de bestaande sluizen op het sluizencomplex Terneuzen beoordeeld en zijn onder andere de sluisfronten en sluisdeuren verhoogd aangezien het overslagdebiet van de drie bestaande sluizen bij elkaar te groot was.

In de rapportage Verbetering Waterkering Voorhavens Terneuzen [8] is beschreven dat voor de sluizen op het complex de maximaal toelaatbare komberging op het kanaal Gent-Terneuzen als centraal uitgangspunt wordt gehanteerd. Tijdens de maatgevende storm mag de peilverhoging op het kanaal ten hoogste 0,10 m bedragen in verband met de standzekerheid van de kaden langs het Kanaal. Deze eis is vertaald naar een maximaal overslagvolume voor de drie bestaande sluizen tezamen van 300.000m³ per maatgevende situatie.

In de rapportage Variantenstudie Verbetermaatregelen Waterkering Voorhavens Terneuzen [9] is de totale overslag gedurende de maatgevende hoogwaterperiode per sluis beschouwd. Die gegevens worden vertaald naar de toekomstige situatie met aanleg van de Nieuwe sluis.

De middensluis is met het oog op de aanleg van de Nieuwe sluis en het mogelijk daardoor vervallen van de Middensluis, nog niet opgehoogd tot het niveau van NAP+7,0m. Bij deze variant met behoud van de middensluis dient deze verhoging alsnog uitgevoerd te worden.

Voor een referentieperiode van 50 jaar geldt nu dat de totale overslag voor de Nieuwe sluis kleiner dient te zijn dan $300.000 - 122.000 = 178.000 \text{ m}^3$ per stormperiode. De hoogte van de sluisdeuren wordt wel bepaald op basis van de ontwerpwaterstand voor een referentieperiode van 100 jaar.

Voor de beschouwing van de overslag ter plaatse van de Nieuwe sluis onderscheiden we de sluishoofdconstructies, de frontwanden en de sluisdeuren. De benodigde hoogte, gebaseerd op het maximaal toelaatbare overslagdebiet en in relatie tot de breedtes is bepaald op basis van Leidraad Kunstwerken. Hierbij is voor de berekening van de overslagdebieten een ontwerpwaarde $H_d = 1/(1+0,6) * 2,1 \text{ m} = 1,3 \text{ m}$ aangehouden. De inkomende golfhoogte kan worden geoptimaliseerd op basis van de nieuwe studie naar golfindringing [7]. De factor 0,6 ten opzichte van de golfhoogte die berekend is met een model is om het dubbel in rekening brengen van reflectie door verticale wanden te voorkomen. In de modelberekening zijn namelijk de verticale wanden ingevoerd en wordt dus ook de reflectie berekend. Echter in de berekening voor golfoverslag over een verticale wand wordt reflectie in rekening gebracht. Zonder de factor 0,6 wordt dus én in het model én in de overslagberekening reflectie in rekening gebracht wat uiteraard niet de bedoeling is.

		Hs =	1.3 m
<u>Overslag Sluisdeuren:</u>			
Breedte		B =	60 m
Komberging		k =	120,000 m ³
Toelaatbaar volume gedurende de hoogwaterperiode		Vb = k/B =	2000.00 m ³ /m
Tijd hoogwaterperiode (zie grafiek)		t =	6.00 uren
(= tijdsduur met constant veronderstelde belasting)		t =	21600.00 sec
Toelaatbaar overslagdebiet		q = Vb/t =	0.09 m ³ /s per m
		q =	93 l/s per m
Golfverslaghoogte	$h_{kr} = - \frac{1}{3} \gamma_b \gamma_v * Hs \ln [q / (0.13 * \sqrt{g * Hs^3})]$	=	0.81 m
<u>Overslag Sluishoofdconstr. en frontwanden</u>			
Breedte		B =	200 m
Komberging		k =	40,000 m ³
Toelaatbaar volume gedurende de hoogwaterperiode		Vb = k/B =	200.00 m ³ /m
Tijd hoogwaterperiode (zie grafiek)		t =	6.00 uren
(= tijdsduur met constant veronderstelde belasting)		t =	21600.00 sec
Toelaatbaar overslagdebiet		q = Vb/t =	0.01 m ³ /s per m
		q =	9 l/s per m
Golfverslaghoogte	$h_{kr} = - \frac{1}{3} \gamma_b \gamma_v * Hs \ln [q / (0.13 * \sqrt{g * Hs^3})]$	=	1.81 m
Totale komberging		k, totaal =	160,000 m ³
<u>Aanleghoogte sluisdeuren:</u>			
		MHW	5.8 m + NAP
	100 jaar:	h _{zsp}	0.6 m
		h _{zkl}	0.1 m
		h _{gww}	0.1 m
		h _{kr}	0.81 m
		h_{kr}	7.41 m + NAP
<u>Aanleghoogte Sluishoofdconstr en frontmuren</u>			
		MHW	5.8 m + NAP
		h _{zsp}	0.6 m
		h _{zkl}	0.1 m
		h _{gww}	0.1 m
		h _{kr}	1.81 m
		h_{kr}	8.41 m + NAP

Figuur 7-11 Resultaat overslagberekening sluisdeuren

Voor de sluisdeuren wordt voor het ontwerp een hoogte van NAP+7,50m aangehouden. Voor de frontmuren en de sluishoofdconstructie wordt NAP +8,50m aangehouden.

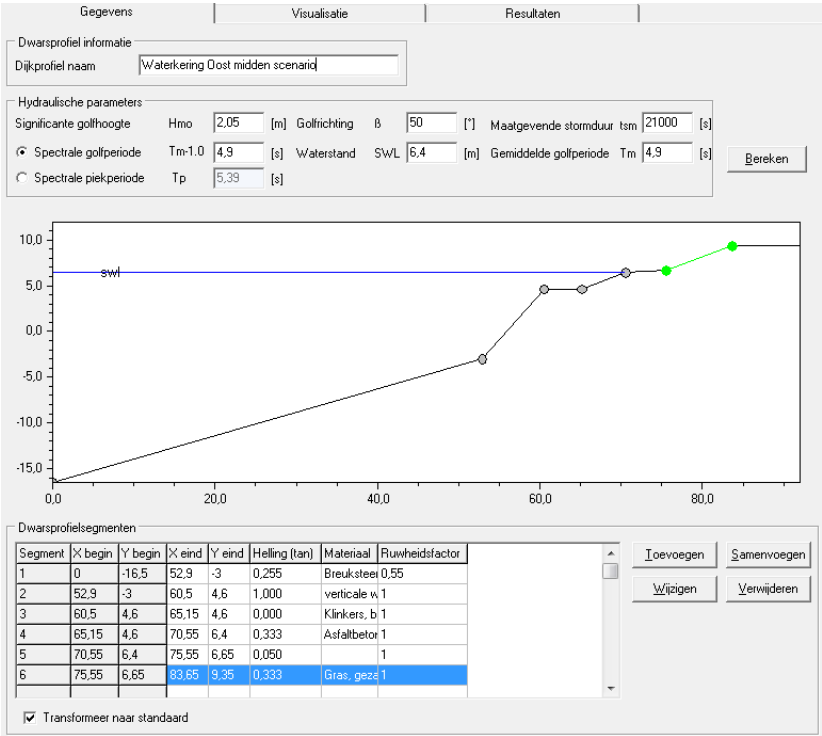
Voor het onderdeel betrouwbaarheid sluiting zijn verschillende analyses gemaakt. Deze hebben uitgewezen dat de waterkering over zowel het buitenhoofd als het binnenhoofd dient te lopen. Daarmee wordt de faalkanseis van 0,1xNORM gehaald.

Oostelijke waterkering

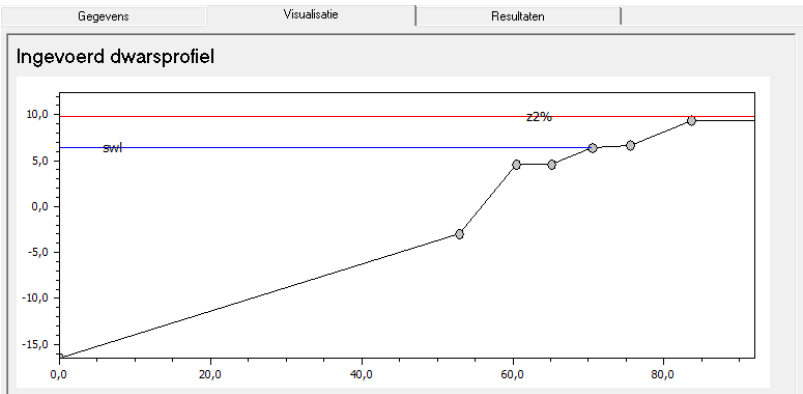
Bij variant 1 wordt de middensluis behouden en wordt ten westen van de middensluis een nieuwe waterkering aangelegd. Deze wordt oostelijke waterkering genoemd. Het ontwerp van de oostelijke waterkering bevat een damwand ontwerp. In verband met de gewenste breedte van de in- en uitvaart van de nieuwe sluis is het niet haalbaar gebleken de waterkering volledig in talud uit te voeren. De verticale wand is opgenomen in de berekening van de hoogte van de waterkering. Echter kan het programma PC-Overslag geen verticale wand aan waardoor deze is geschematiseerd als een helling 1:1. De bovenzijde van de damwand is op dezelfde plek gehouden, de teen is verplaatst om de helling te schematiseren.

De overige hellingen zijn aangehouden op 1:3 zoals gebruikelijk bij dit soort waterkeringen. De gewenste golfreductie wordt verkregen door zowel het toepassen van de kade als van de berm op ontwerpniveau.

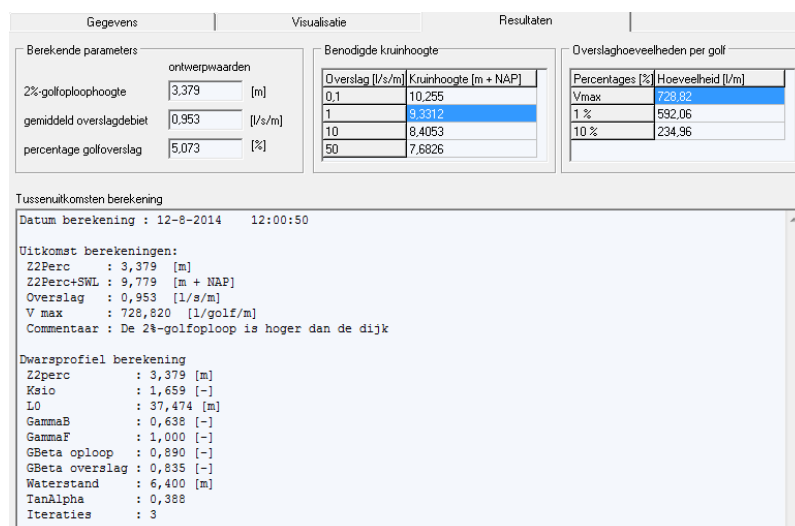
De kruin komt zonder toeslagen uit op NAP+9,35 m. Hierop wordt een robuustheidstoeslag van 0,3 m toegepast. Gelet op de bestaande situatie en de ligging van de Oostelijke waterkering lijkt het optreden van zettingen na aanbrengen van deze waterkering onwaarschijnlijk. Omdat dit niet geheel uit te sluiten is wordt voorsnog een toeslag van 0,3 m toegepast ter compensatie van zettingen. De aanleghoogte van de kruin komt daarmee te liggen op NAP+9,95m. Onderstaande afbeeldingen geven de resultaten van de berekeningen.



Figuur 7-12 Profiel en HR Oostelijke waterkering



Figuur 7-13 Profiel Oostelijke waterkering met z2% hoogte



Figuur 7-14 Resultaten Oostelijke waterkering

Op basis van de nieuw berekende golfrandvoorwaarden kan de kruin lager worden aangelegd dan hierboven gepresenteerd. Echter op basis van het detailniveau van modellering en ontwerp op dit moment in het project bestaat dan een gereede kans dat bij detaillering toch weer een hogere waterkering nodig is. Vanuit de minimale eis van waterveiligheid wordt hier dus een hogere kruinhoogte gepresenteerd waarvan aangenomen kan worden dat de benodigde kruinhoogte niet hoger zal worden.

Zoals eerder beschreven is het ontwerp gebaseerd op de HR2006. In een gevoeligheidsanalyse is een vergelijking gemaakt met de concept randvoorwaarden HR2011, waarin het Toetspeil en Golfhoogte van concept HR2011 $\approx$ HR2006 en de Golfperiode van concept HR2011 $\approx$ HR2006-0,6s. Uit de PC-Overslag berekening met een kleinere golfperiode (conform concept HR2011) neemt het overslagdebiet af bij de ontworpen kruinhoogte. Geconcludeerd kan worden dat het gebruik van de HR2006 een robuust ontwerp oplevert in vergelijking met de concept HR2011.

Een belangrijk deel van de oostelijke waterkering is de damwand. Deze damwand vormt samen met het grondlichaam de waterkering en dient daarom nog stabiel te zijn onder dezelfde omstandigheden als de westelijke waterkering. Hieronder wordt aangetoond dat dat ook daadwerkelijk het geval is. De berekening is gebaseerd op sondering DKMP17B. Een overzicht van het gehanteerde grondprofiel met de bijbehorende geotechnische parameters is weergegeven in Tabel 7-2.

Tabel 7-2: Grondprofiel westelijke waterkering (sondering DKMP17B)

Bk laag	Grondsoort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN-m ³]	c [kN/m ²]	ϕ [°]
Mv	Dijk	17,1	19,1	0	30
NAP+6,5 m	Toplaag	17	18,2	0	27
NAP+0 m	Klei, siltig	16	17,1	0	32
NAP-2,0 m	Veen	12	12	2,5	15
NAP-3,0 m	Zand, kleilig	16	17,1	0	32

NAP-9,5 m	Zand	17,1	19,1	0	37
NAP-11,0 m	Zand, kleiig	16	17,1	0	32
NAP-14,0 m	zand	17,1	19,1	0	37

Het talud voor de damwand heeft een helling van 1:4,5. Dit is een optimalisatie ten opzichte van 1:6 aangezien de aanlooproute van de nieuwe sluis niet over voldoende breedte op de juiste diepte gebracht kan worden. De constructie die beoordeeld wordt bestaat uit de volgende onderdelen:

- AZ36-700, top = NAP+4,6 m, teen = NAP-16,0 m.
- Leganker $\varnothing$ M72, L = 30 m, h.o.h. = 1,40 m, $F_{t,Rd} = 816$ kN/m.
- Ankerscherm AZ17-700, H = 3 m.
- Ankergording 2xUNP300, beide op NAP+0,0 m.

Zie voor de berekeningsbestanden bijlage 1. Onderstaand wordt in een tabel samengevat op basis van de unity check van de verschillende onderdelen. De unity check dient hier groter te zijn dan 1.

Onderdeel	Toelaatbaar	Optredend	UC
Moment damwand	648	567	1,14
Ankerkracht	$816/1,25 = 653$	597	1,09
Ankerscherm BGT			1,64
Ankerscherm UGT			1,68
Ankerscherm spanningen	240	142	1,69
Ankergording spanningen	355	337	1,05
Kranz	1007	895	1,12

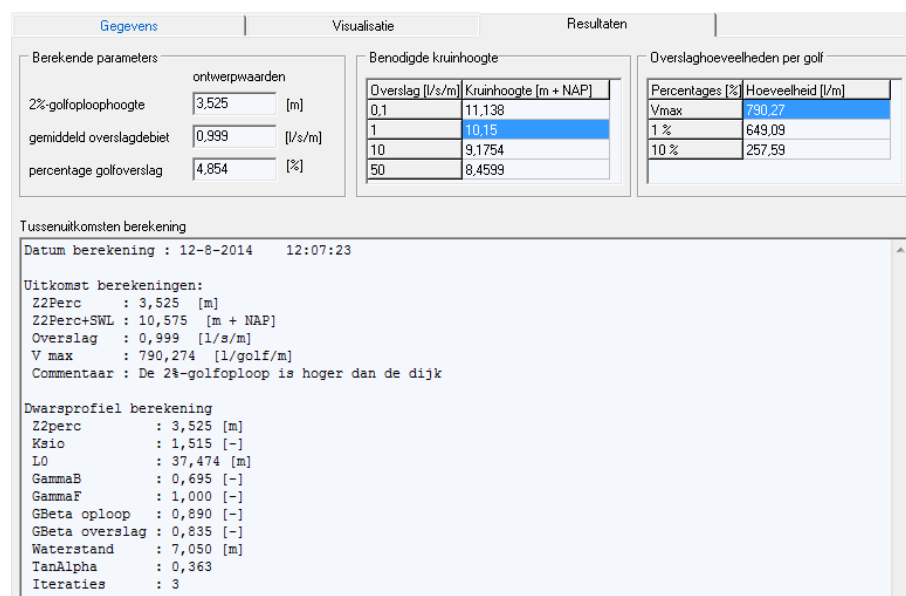
Op basis van sondering DKMP17B is een waterremmende laag aanwezig tussen de nieuwe damwand en de kolk van de Oostsluis op NAP-3,0 m. De kolk van de Oostsluis is een betonnen bak met onderkant vloer op NAP-9,50 m en bovenkant bodem op NAP-7,00 m. De voorhaven aan de kanaalzijde wordt begrensd door damwanden waardoor in de voorhaven dezelfde situatie voor piping en heave getoetst dient te worden. Aangezien het water verticaal wilt uittreden langs een damwand dient hier de toets op heave te worden uitgevoerd. Het uittreeverhang mag dan niet groter zijn dan 0,5 op basis van het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen.

Conservatief wordt aangenomen dat de volledige potentiaal ten gevolge van de ontwerpwaterstand aanwezig is aan de teen van de damwand in de voorhaven kanaalzijde. Gekoppeld aan het kanaalpeil is dan een verval van $6,4 - 2,15 = 4,25$ m aanwezig. Met behulp van de heaverregel op pagina 40 van het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen is berekend dat het teenniveau van damwand niet hoger mag liggen dan NAP-16 m om aan de eis voor het uittreeverhang te voldoen. De nieuwe damwand is ontworpen met exact dat teen niveau waarbij de kerende hoogte 7,6 m bedraagt. De damwanden in de voorhaven kanaalzijde hebben een kerende hoogte van orde 13 m (NAP+6 m tot NAP-7 m) waardoor het aannemelijk is dat de damwanden inderdaad voldoende diep staan om heave te voorkomen.

Het ontwerp van de waterkering midden, het deel tussen de Westsluis en de nieuwe sluis, is gelijk aan het ontwerp van het buitenhoofd. De hoogte en sterkte zijn namelijk gelijk aangezien het type constructie gelijk is.

Ruimtebeslag

Voor het bepalen van het benodigde ruimtebeslag in het kader van het OTB dient uitgegaan te worden van de kruinhoogte op basis van het maximum klimaatscenario met bijbehorende verhoging van waterstand en golfhoogte. De dan benodigde kruinhoogte inclusief toeslagen bedraagt NAP+10,75 m. Op basis van de nieuwe studie naar golfindringing kan deze waarde in een vervolgfase worden geoptimaliseerd.



Figuur 7-15 Resultaten Oostelijke waterkering, ruimtebeslag

Aanlegfase

Alle werkzaamheden voor aanleg van de Oostelijke waterkering dienen plaats te vinden buiten het gesloten seizoen. In de aanlegfase zal worden begonnen met het aanbrengen van de damwand die dan naar verwachting nog vrijstaand zal zijn in het bestaande talud. In een sleuf achter de damwand zal vervolgens de verankering aangebracht kunnen worden. Na het plaatsen, afspannen en afdekken van de verankering kunnen de taluds van de waterkering worden gemaakt. Dat betekent het bekleden met behulp van bijvoorbeeld betonzuilen. De berm en de kade dienen voorzien te worden van asfalt. Ook de kade dient namelijk beschermd te worden te erosie wanneer deze overstroomt. De overschrijdingsfrequentie van het kadeniveau van NAP+4,6 m is immers 1/50 per jaar op basis van de waternormalen met slotgemiddeld 1991.0.

De aanleg van deze waterkering vraagt de nodige aandacht maar is tevens een constructie waarvan er al velen in Nederland zijn gebouwd.

Gebruiksfase

In de gebruiksfase zal deze waterkering worden beheerd binnen de reguliere werkzaamheden van waterschap Scheldestromen of Rijkswaterstaat. Op dit moment is de waterkering nog in beheer bij Rijkswaterstaat waar het echter gebruik is in de komende jaren het beheer over te hevelen naar het waterschap.

Spuien

In deze variant wordt de Middensluis gebruikt voor het spuien. Hiertoe wordt een koker in de Middensluis aangebracht en de sluis zelf afgesloten voor scheepvaart.

Bij de Middensluis loopt de primaire waterkering over het buitenhoofd. De keermiddelen die de spuikoker moeten kunnen afsluiten zullen dan ook ter plaatse van het buitenhoofd geplaatst moeten worden. Het betreft een dubbele set keermiddelen om de faalkans op het deelfaalmechanisme betrouwbaarheid sluiting voldoende klein te houden. Met het plaatsen van de keermiddelen in het buitenhoofd hoeft ook niet de gehele koker te worden ontworpen op waterdrukken onder maatgevende omstandigheden.

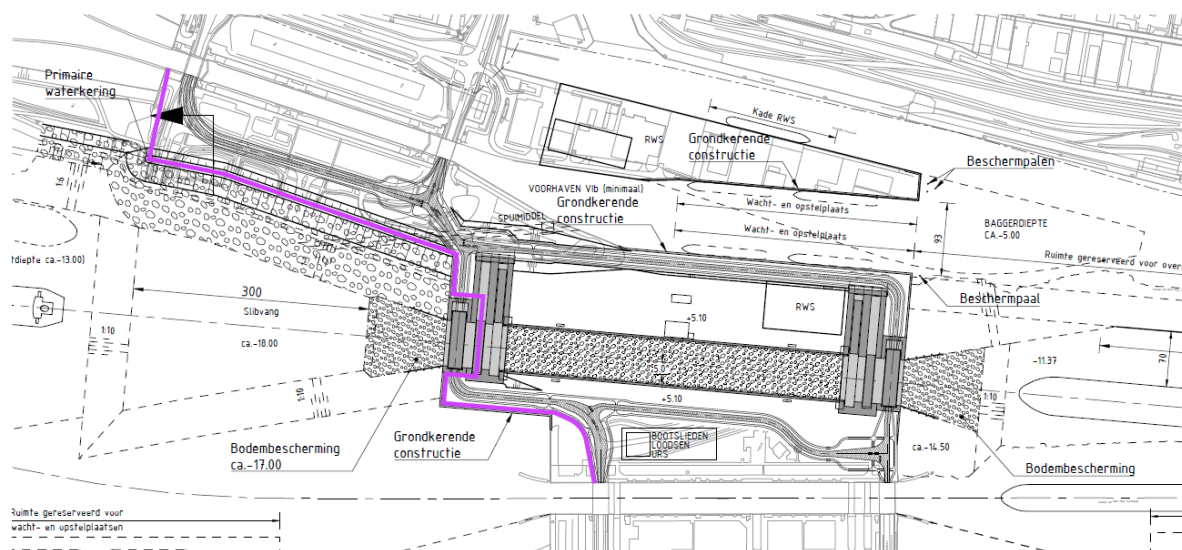
Eveneens voor betrouwbaarheid sluiten is het aan te bevelen het keermiddel zodanig te ontwerpen dat deze ook onder eigen gewicht kunnen sluiten. Bij eventuele stroomuitval bij een sluitvraag kan zo door het activeren van de vrijloop toch gesloten worden zonder mechanische of elektrische hulpmiddelen.

Uitgangspunt bij dit ontwerp is dat al een bodembescherming aanwezig is aan de Westerschelde zijde van het buitenhoofd. De stroomsnelheden die op zullen treden bij spuien zijn echter significant groter dan die uit schroefstraalbelastingen. De bodembescherming zal naar verwachting dan ook niet voldoen. De toplaag van de bodembescherming zal opnieuw ontworpen moeten worden. Deze nieuwe toplaag kan mogelijk wel worden aangebracht op de bestaande bodembescherming zodat deze niet eerst in zijn geheel verwijderd hoeft te worden wat kostenbesparend kan werken.

Indien de stroomsnelheden zo ver oplopen dat met een reguliere bodembescherming niet kan worden volstaan kan deze worden ingegoten met colloïdaal beton. Een laatste optie is het aanbrengen van een constructie waarin de energie wordt vernietigd die in de straalbelasting aanwezig is.

7.2.2 Variant 2

Binnen deze variant wordt de westelijke waterkering niet verlegd. De havenmond wordt niet verruimd. Ook wordt de voorhaven niet verdiept.



Figuur 7-16 Verloop waterkering variant 2

De aan te leggen waterkering binnen deze variant bestaat uit de verbindingen tussen de Westsluis en de nieuwe sluis en tussen de nieuwe sluis en de Oostsluis. De waterkering ter plaatse van de nieuwe sluis loopt over het buitenhoofd.

Hydraulische randvoorwaarden

In deze variant wordt de havenmond niet verbreed. Ook wordt de voorhaven niet verdiept. Dit betekent dat de golfindringing niet zal wijzigen.

Havenmond

Het ontwerp van de havenmond is hier niet van toepassing aangezien deze niet wordt verruimd.

Westelijke waterkering

De situatie voor de westelijke waterkering verandert in deze variant niet aangezien de voorhaven niet verdiept en de havenmond niet verbreed wordt. Voor de westelijke waterkering betekent dat dus dat deze even veilig blijft als die nu is. Op basis van de toetsing 2007 blijft dus een kans op zettingsvloeiing bestaan voor dijkvak 1B.

Wacht- opstelplaatsen

Het ontwerp van de waterkeringen in deze variant is gelijk aan die van variant 1.

Sluiskolk

Uit de analyse van de betrouwbaarheid blijkt dat bij een kering enkel over het buitenhoofd niet kan worden voldaan aan de wettelijke eis. Uit een nadere beschouwing blijkt dat wel kan worden voldaan aan de wettelijke eis als ook de sluiskolk en het binnenhoofd onderdeel zijn van de waterkering. Sluiskolk en binnenhoofd dienen bij deze variant dan op een hoogte van NAP+6,2m te komen liggen..

Sluishoofd en –deuren

Het ontwerp van de waterkering over het buitenhoofd in deze variant is gelijk aan die van variant 1; buitenhoofd op NAP+8,5m en deuren in het buitenhoofd op NAP+7,5m. Zoals hiervoor aangegeven zal om aan de wettelijke eis te voldoen het binnenhoofd en de deuren in het binnenhoofd op NAP+6,2m moeten komen te liggen.

Oostelijke waterkering

Het ontwerp van de oostelijke waterkering in deze variant is gelijk aan die van variant 1 hoewel de vorm niet gelijk hoeft te zijn. In variant 1 wordt de Middensluis behouden waar in deze variant 2 de Middensluis wordt geamoveerd. De ruimte die hierdoor beschikbaar komt voor de oostelijke waterkering zal tenminste groter zijn dan die in variant 1. Aangezien in variant 1 is aangetoond dat het minimaal haalbare profiel veilig is onder maatgevende omstandigheden wordt hier geen specifieke berekening gemaakt. Indien meer ruimte beschikbaar is kunnen taluds bijvoorbeeld worden verflauwd wat juist een grotere veiligheid en kleinere benodigde kruinhoogte oplevert.

Ruimtebeslag

Het ontwerp van de waterkeringen in deze variant is gelijk aan die van variant 1.

Aanlegfase

Het ontwerp van de waterkeringen in deze variant is gelijk aan die van variant 1.

Gebruiksfase

Het ontwerp van de waterkeringen in deze variant zijn gelijk aan die van variant 1.

Spuien

In deze variant wordt een nieuw spuimiddel aangelegd. Dit spuimiddel maakt onderdeel uit van de waterkering en dient dus voorzien te worden van keermiddelen.

De keermiddelen die de spuikoker moeten kunnen afsluiten zullen waarschijnlijk ter plaats van de kruinlijn komen te liggen. Het betreft een dubbele set keermiddelen om de faalkans op het de faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting voldoende klein te houden. Met het plaatsen van de keermiddelen in de kruinlijn hoeft niet de gehele koker te worden ontworpen op waterdrukken onder maatgevende omstandigheden.

Eveneens voor betrouwbaarheid sluiten is het aan te bevelen het keermiddel zodanig te ontwerpen dat deze ook onder eigen gewicht kunnen sluiten. Bij eventuele stroomuitval bij een sluitvraag kan zo door het activeren van de vrijloop toch gesloten worden zonder mechanische of elektrische hulpmiddelen.

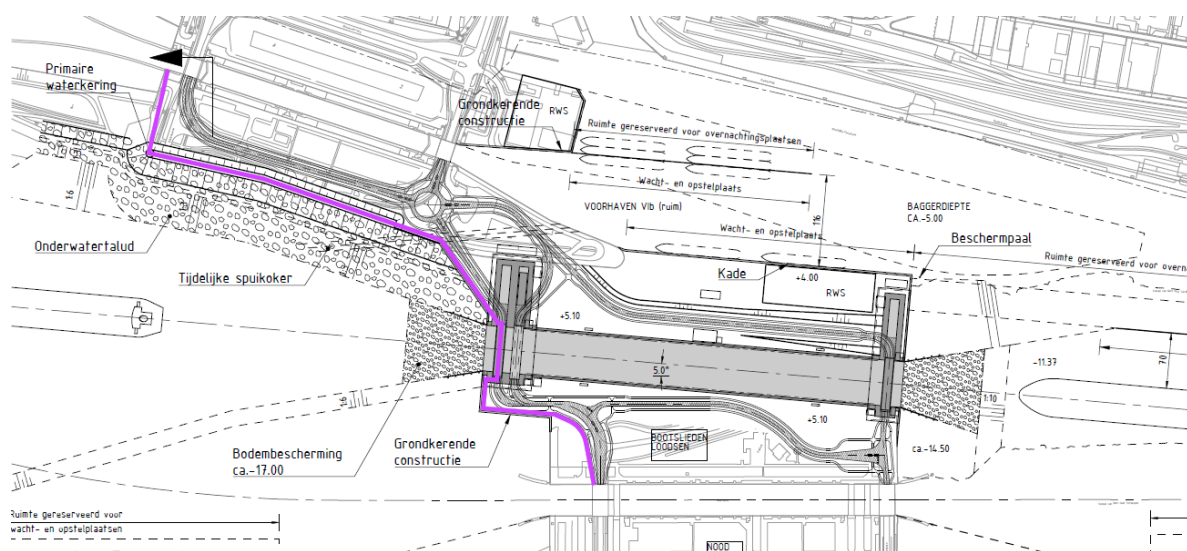
De stroomsnelheden die op zullen treden tijdens het spuien zijn zo groot dat een bodembescherming aangelegd dient te worden om de oever, en daarmee de waterkering, te beschermen tegen erosie.

Indien de stroomsnelheden zo ver oplopen dat met een reguliere bodembescherming niet kan worden volstaan kan deze worden ingegoten met colloïdaal beton. Een laatste optie is het aanbrengen van een constructie waarin de energie wordt vernietigd die in de straalbelasting aanwezig is.

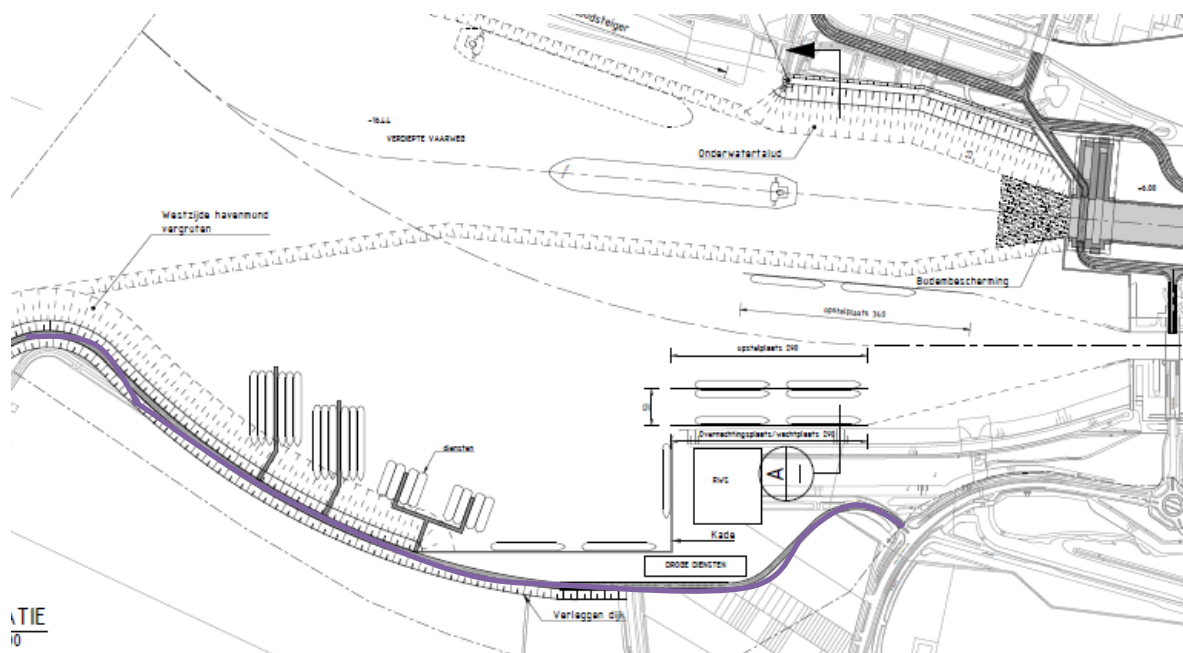
7.2.3 Variant 3

Binnen deze variant wordt de westelijke waterkering verlegd om de voorhaven te kunnen verruimen. Hiertoe wordt ook de havenmond aan zowel de oost- als de westzijde verruimd. Ook wordt de voorhaven verdiept.

De waterkering binnen deze variant bestaat uit de te verleggen westelijke waterkering en de verbindingen tussen de Westsluis en de nieuwe sluis en tussen de nieuwe sluis en de Middensluis. De waterkering ter plaatse van de nieuwe sluis loopt over het buitenhoofd.



Figuur 7-17 Verloop waterkering variant 3



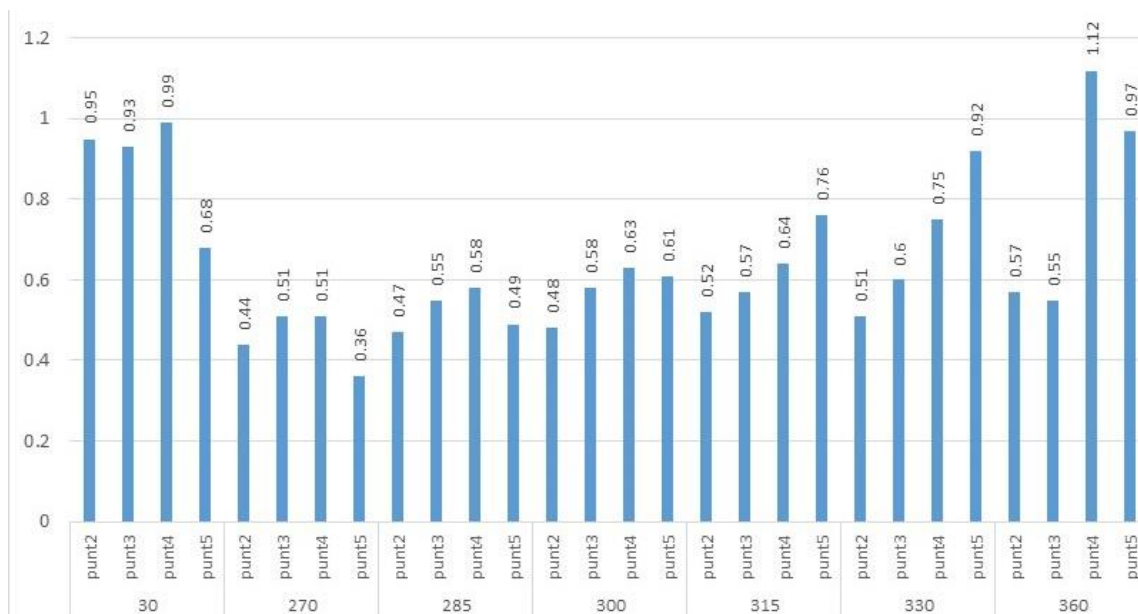
Figuur 7-18 Verloop verlegde westelijke waterkering

Hydraulische randvoorwaarden

In deze variant wordt de havenmond naar het westen en oosten verbreed. De oriëntatie van de waterkeringen die binnen deze variant aangepast worden is hoofdzakelijk op het westen. Om de waterkering te kunnen belasten dienen de inkomende golven door de havenmond een refractie van 90° te vertonen.

Daarbij heeft de bestaande havenmond een breedte van ca. 300 m bij een golflengte van orde 45 m onder maatgevende omstandigheden. De verwachting is dat door een verbreding van orde 200 m het patroon van golfindringing niet significant zal wijzigen.

Het verdiepen van de voorhaven betekent een toename van de waterdiepte van ca. 19,9 m tot ca. 22,9 m. De maximale golfhoogte die nu als randvoorwaarde op de waterkering aangehouden dient te worden bedraagt 2,05 m [5]. Uit de meest recente berekeningen blijken de volgende golfrandvoorwaarden van toepassing bij NAP+6 m voor de te verleggen westelijke waterkering. Voor de verbindende waterkering tussen de nieuwe sluis en de Oostsluis is het ontwerp analoog aan de varianten 1 en 2 vandaar dat voor die locatie niet nogmaals de randvoorwaarden worden gegeven.



Figuur 7-19 Golfrandvoorwaarden westelijke waterkering

Havenmond

Het ontwerp van de nieuwe havenmond in deze variant is gelijk aan het ontwerp van de westelijke waterkering. De havenmond ligt in het verlengde richting het noorden hiervan en het profiel dat over de havenmond overblijft ter plaatse van de waterkering is gelijkvormig met dat van de te verleggen waterkering.

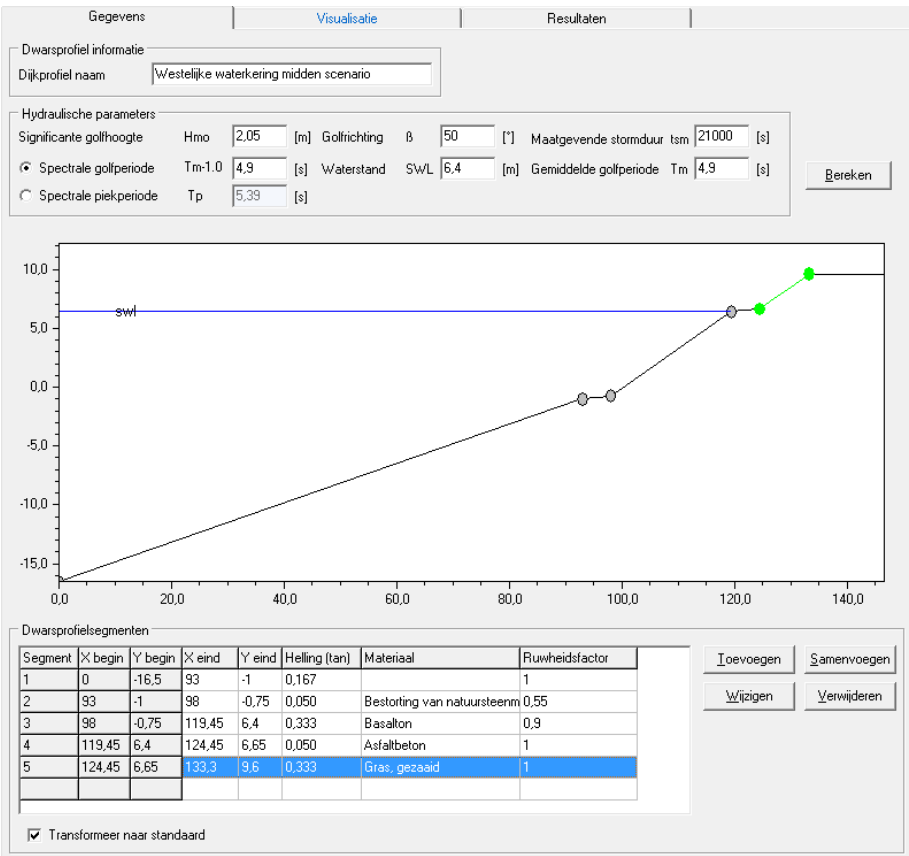
Westelijke waterkering

In het ontwerp is uitgegaan van een toelaatbaar overslag debiet van 1 l/s/m onder maatgevende omstandigheden. Bovenop de kruinhoogte die nodig is om dit overslagcriterium te halen wordt een robuustheidstoeslag toegepast van 0,3 m. De sonderingen laten enkele minder draagkrachtige lagen zien die relatief dicht onder het oppervlak liggen met een dikte van in totaal orde 2 m.

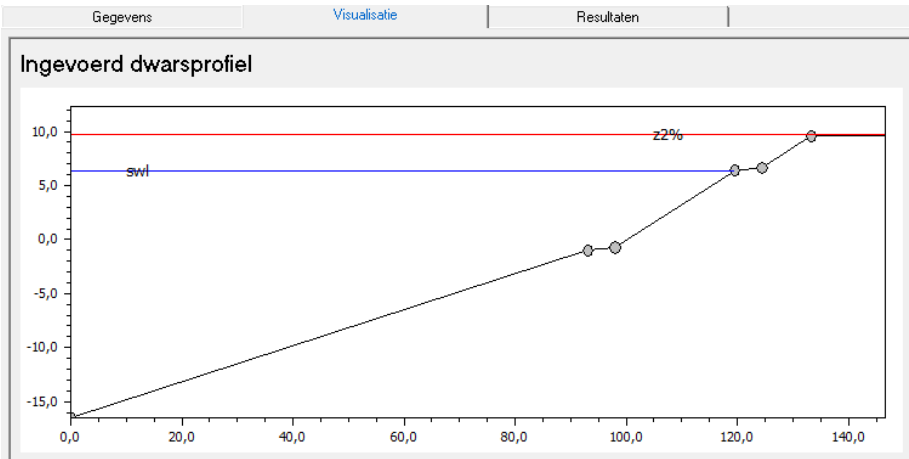
De berekening is gemaakt met behulp van het programma PC-Overslag. Hierin zijn de rekenregels uit het Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken geprogrammeerd. Onderstaande afbeeldingen geven de resultaten van de berekening weer waarbij de kruinhoogte iteratief is bepaald op NAP+9,3 m op basis van het overslagcriterium en exclusief de robuustheidstoeslag. Op basis van de minst draagkrachtige sondering in de polder, DKMP28A, wordt aangenomen dat bij een ophoging op maaiveld van NAP+1,5 m tot een kruin van NAP+9,6 m (inclusief robuustheidstoeslag) een zetting in de ondergrond op zal treden van ca. 0,8 m. De aanleghoogte van de kruin komt daarmee uit op NAP+10,4 m.

Het profiel van de nieuw aan te leggen waterkering is gebaseerd op een helling van 1:6 onder water en 1:3 boven water. Op NAP-1,0 m en NAP+6,4 m wordt een berm aangelegd. De onderste ter ondersteuning van de teenconstructie en de bekleding. De bovenste berm ligt op het ontwerppeil om een zo groot mogelijke positieve invloed te hebben op de golfoploop. De berm heeft een breedte van 3 m en het binnenbeloop

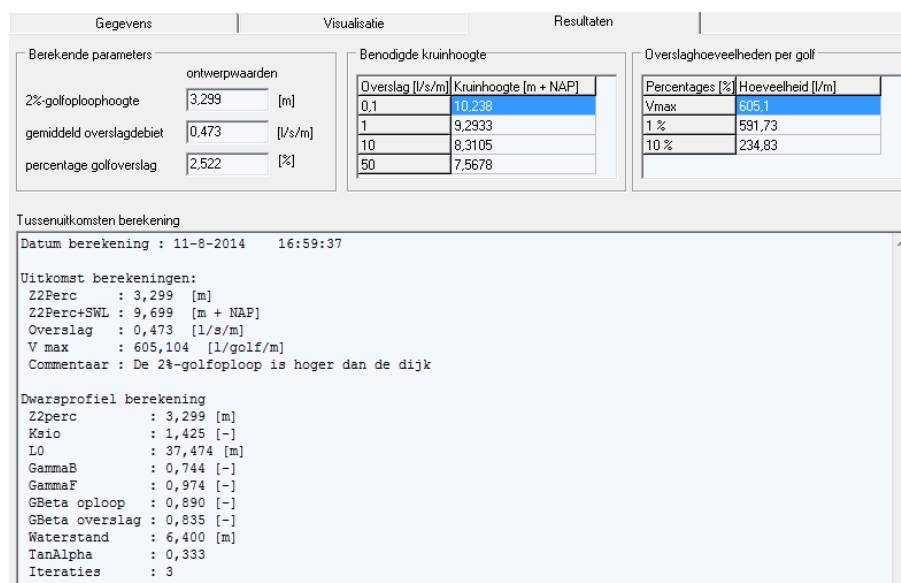
zal eveneens een helling van 1:3 hebben. De binnenteen komt daarmee uit op een afstand van 27 m binnendijs van de binnenkruinlijn.



Figuur 7-20 Profiel en HR Westelijke waterkering



Figuur 7-21 Profiel Westelijke waterkering met z2% hoogte



Figuur 7-22 Resultaten Westelijke waterkering

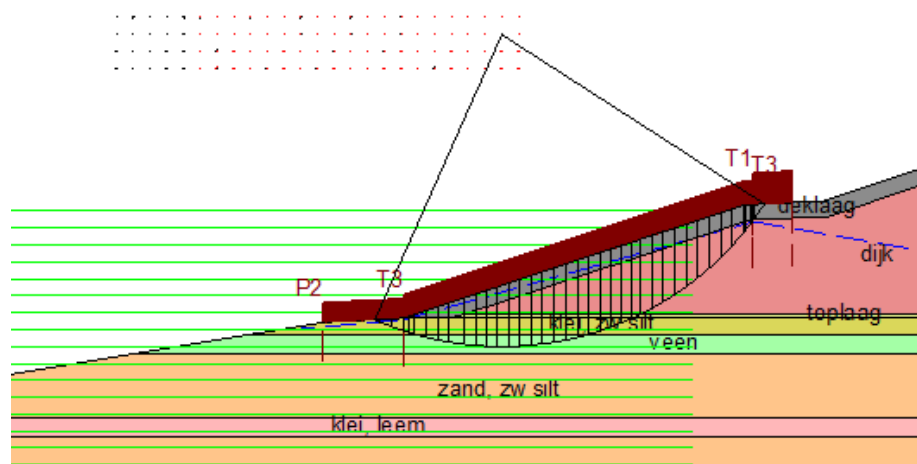
Op basis van de nieuw berekende golfrandvoorwaarden kan de kruin lager worden aangelegd dan hierboven gepresenteerd. Echter op basis van het detailniveau van modellering en ontwerp op dit moment in het project bestaat de kans dat bij detaillering alsnog een hogere waterkering nodig is. Vanuit de minimale eis van waterveiligheid wordt hier dus een hogere kruinhoogte gepresenteerd waarvan aangenomen kan worden dat de benodigde kruinhoogte niet hoger zal worden.

Wanneer een waterkering hoog en sterk genoeg is en beschermd tegen erosie blijft het mechanisme piping nog over om te toetsen. Op basis van de beschikbare sonderingen op de voorziene nieuwe locatie van de waterkering wordt gesteld dat veelal een zandige ondergrond aanwezig is. De dijk wordt opgebouwd uit zand waarmee een zanddijk op een zandondergrond ontstaat. Die combinatie hoeft niet gecontroleerd te worden op piping. Echter laat sondering DKMP26A ook een afsluitende laag zien tussen ca. NAP-1,5 m en NAP-3,0 m. Ter plaatse van een afsluitende deklaag in het achterland dient wel getoetst te worden op opbarsten en piping. Het totale gewicht van de afsluitende laag met bovenliggende zandlagen bedraagt 78,4 kN/m². Hierop dient een partiële factor van 0,9 toegepast te worden op het soortelijk gewicht. De rekenwaarde van het gewicht bedraagt dus 70,5 kN/m². Ten opzichte van de onderkant van de deklaag op NAP-3,0 m bestaat bij MHW een potentiaal van 6,4+3,0 = 9,4 m waterkolom. De opwaartse druk bedraagt dus 94 kN/m². De partiële factor op grondwaterdrukken is 1,0 dus is dit ook direct de rekenwaarde van de opwaartse druk. Aangezien de rekenwaarde van de opwaartse druk groter is dan de rekenwaarde van het gewicht van de grondlagen treedt opbarsten op. Aangezien opbarsten optreedt dient de aanwezige kwelweglengte getoetst te worden. Op basis van het ontwerpprofiel is het intredepunt gekozen op NAP-1,0 m aangezien boven dit niveau een afdekkende kleilaag is aangebracht op de buitenkant van het grondlichaam. Het uittredepunt is bepaald in de binnendijkse teensloot welke op 5 m uit de binnenteen is voorzien. De aanwezig kwelweg bedraagt dan 67,6 m waar een lengte van 81 m nodig is op basis van een creepfactor van

Bligh van 15 voor matig fijn zand. De aanwezige kwelweg is te kort waardoor niet voldoende weerstand in de ondergrond aanwezig is om het zandvoerend worden van een wel te voorkomen. Van de factoren die een rol spelen kan in bovenstaande vergelijkingen de tegendruk voor de opwaartse waterdruk en de kwelweglengte worden beïnvloed of de waterremmende laag dient verwijderd te worden. De optie van verwijderen is ook opgenomen in de toets op macrostabiliteit buitenwaarts waar dit nodig is om een voldoende hoge veiligheid te creëren.

Het vergroten van de kwelweg is over het algemeen de meest toegepaste oplossing. Door bijvoorbeeld de taluds te verflauwen naar 1:4 wordt de aanwezige kwelweglengte 86,8 m wat voldoende is. Ook kan de teensloot aan de binnenzijde verder uit de teen van de dijk gelegd worden. Het vergroten van de neerwaartse druk kan alleen door het aanbrengen van een pipingberm. Het gehele dijkprofiel blijft hierdoor wat meer compact terwijl de kwelweglengte wel voldoende wordt en opbarsten binnen de benodigde kwelweglengte wordt voorkomen. Beide maatregelen zijn bewezen technieken.

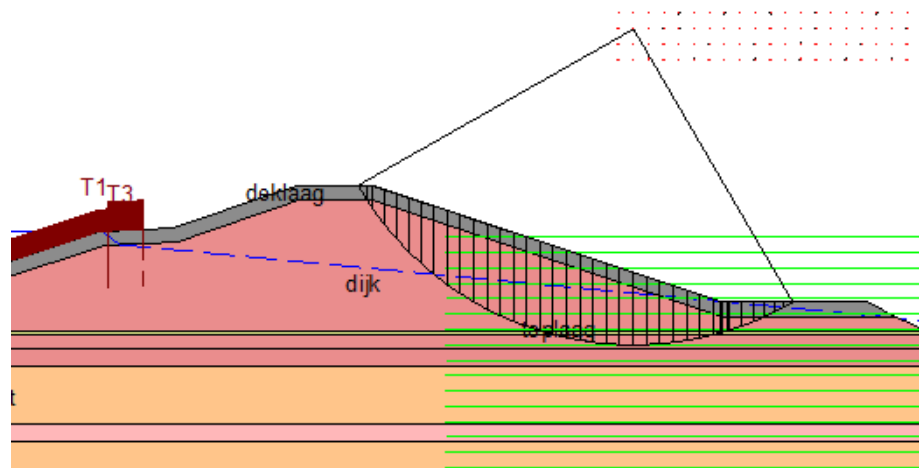
Voor de toets op macrostabiliteit is gerekend aan de binnenwaartse en buitenwaartse deelsporen. Uit de berekeningen is uitgegaan van de 'slechtste' sondering DKMP26A met enkele meters slappe lagen uit veen en klei. Bij behoud van deze lagen in de ondergrond bleek het niet haalbaar aan de eis voor stabiliteit te voldoen. De minimaal te behalen stabiliteitsfactor is $1,12 \times 1,10 = 1,232$ waaraan met 1,52 wordt voldaan. Voor de waarde van de te behalen stabiliteitsfactor wordt verwezen naar tabel 5-B1.1 uit de VTV2006. De modelfactor is gelijk aan 1,0 omdat is gerekend met methode Bishop en de partiële factor is in rekening gebracht als 1,10 wat de maximale waarde is voor zand. In de berekening is de invoer namelijk verrekend van representatieve naar rekenwaarden. Onderstaande figuren geven de resultaten voor de originele grondslag en voor de situatie na grondverbetering.



Xm : 104.21 [m]
Ym : 17.14 [m]

Radius : 19.68 [m]
Safety : 0.96

Figuur 7-23 Glijcirkel STBU originele grondslag



Xm : 156.43 [m]
Ym : 20.48 [m]

Radius : 21.95 [m]
Safety : 1.99

Figuur 7-25 Glijcirkel STBI

De minimaal te behalen stabiliteitsfactor is $1,18 \times 1,1 = 1,298$ waaraan met 1,99 ruimschoots aan wordt voldaan. Voor de waarde van de te behalen stabiliteitsfactor wordt verwezen naar tabel 5-B1.1 uit de VTV2006 ref. [6]. De modelfactor is gelijk aan 1,0 omdat is gerekend met methode Bishop en de partiële factor is in rekening gebracht als 1,10 wat de maximale waarde is voor zand. In de berekening is de invoer namelijk verrekend van representatieve naar rekenwaarden.

Het ontwerp van de waterkering midden, het deel tussen de Westsluis en de nieuwe sluis, is gelijk aan het ontwerp van het buitenhoofd. De hoogte en sterkte zijn namelijk gelijk aangezien het type constructie gelijk is.

Wacht- opstelplaatsen

Het ontwerp van de waterkeringen in deze variant is gelijk aan die van variant 1.

Sluiskolk

Uit de analyse van de betrouwbaarheid blijkt dat bij een kering enkel over het buitenhoofd niet kan worden voldaan aan de wettelijke eis. Uit een nadere beschouwing blijkt dat wel kan worden voldaan aan de wettelijke eis als ook de sluiskolk en het binnenhoofd onderdeel worden van de waterkering. Sluiskolk en binnenhoofd dienen bij deze variant dan op een hoogte van NAP+6,3m te komen liggen.

Sluishoofd en -deuren

Het ontwerp van de waterkering over het buitenhoofd in deze variant is gelijk aan die van variant 1; buitenhoofd op NAP+8,5m en deuren in het buitenhoofd op NAP+7,5m. Zoals hiervoor aangegeven zal om aan de wettelijke eis te voldoen het binnenhoofd en de deuren in het binnenhoofd op NAP+6,3m moeten komen te liggen.

Oostelijke waterkering

Het ontwerp van de oostelijke waterkering in deze variant is gelijk aan die van variant 1 hoewel de vorm niet gelijk hoeft te zijn. In variant 1 wordt de Middensluis behouden waar in deze variant 2 de Middensluis wordt geamoveerd. De ruimte die hierdoor beschikbaar komt voor de oostelijke waterkering zal tenminste groter zijn dan die in variant 1. Aangezien in variant 1 is aangetoond dat het minimaal haalbare profiel veilig is onder maatgevende omstandigheden wordt hier geen specifieke berekening gemaakt. Indien meer ruimte beschikbaar is kunnen taluds bijvoorbeeld worden verflauwd wat juist een grotere veiligheid en kleinere benodigde kruinhoogte oplevert.

Ruimtebeslag

Voor het bepalen van het ruimtebeslag binnen de OTB dient te worden gerekend met het maximum klimaatscenario. Dit betekent een waterstand met een verhoging van 1,25 m en een toename van de golfhoogte van 5%. Onderstaande berekening geeft de resultaten van deze berekening. Inclusief robuustheidstoeslag en zetting komt de kruin van de westelijke waterkering uit op NAP+11,25 m bepaald bij een inkomende golfhoogte van 2,1 m. De binnenteen komt dan te liggen op een afstand van 30 m binnendijks van de binnenkruinlijn.

Gegevens		Visualisatie	Resultaten	
Berekenende parameters		Benodigde kruinhoogte	Overslaghoeveelheden per golf	
ontwerpwaarden		Overslag [l/s/m]	Kruinhoogte [m + NAP]	Percentages [%] Hoeveelheid [l/m]
2%-golfoploophoogte	3,507 [m]	0,1	11,162	Vmax 819,29
gemiddeld overslagdebiet	1,012 [l/s/m]	1	10,155	1 % 678,16
percentage golfoverslag	4,706 [%]	10	9,1484	10 % 269,13
		50	8,4154	
Tussenuitkomsten berekening				
Datum berekening : 11-8-2014 18:01:42				
Uitkomst berekeningen:				
Z2Perc : 3,507 [m]				
Z2Perc+SWL : 10,557 [m + NAP]				
Overslag : 1,012 [l/s/m]				
V max : 819,292 [l/golf/m]				
Commentaar : De 2%-golfoploop is hoger dan de dijk				
Dwarsprofiel berekening				
Z2perc : 3,507 [m]				
Ksio : 1,392 [-]				
L0 : 37,474 [m]				
GammaB : 0,761 [-]				
GammaF : 0,989 [-]				
GBeta oploop : 0,890 [-]				
GBeta overslag : 0,835 [-]				
Waterstand : 7,050 [m]				
TanAlpha : 0,333				
Iteraties : 3				

Figuur 7-26 Resultaten Westelijke waterkering, ruimtebeslag

Aanlegfase

Tijdens de uitvoering geldt de eis dat het bestaande grondlichaam te allen tijden zijn waterkerende functie moet behouden zolang de nieuwe waterkering dat nog niet kan. De nieuwe waterkering zal dus binnendijks opgebouwd gaan worden en deels één geheel gaan vormen met het bestaande grondlichaam. Daar waar het bestaande en nieuwe grondlichaam één geheel vormen wordt de waterkering sterker en blijft dus voldaan worden aan de eisen vanuit waterveiligheid.

Wanneer het grondlichaam binnendijs op hoogte is kan begonnen worden met de afwerking van de toekomstige buitenzijde van de waterkering. Voor het zuidelijke deel zal dat kunnen zonder de bestaande waterkering aan te tasten. Meer naar het noorden, waar de aansluiting op de te handhaven waterkering moet worden gemaakt ligt dat complexer.

Ter plaatse van de aansluiting zal een deel van de bestaande waterkering moeten worden ontgraven om bijvoorbeeld een bekleding aan te kunnen brengen op de nieuwe waterkering. Feitelijk zijn deze werkzaamheden niet anders dan de afgelopen 15 jaar door Project Zeeweringen zijn uitgevoerd. Voorwaarde is dat deze werkzaamheden, waarbij de waterkering tijdelijk onbeschermd is, alleen buiten het gesloten seizoen worden uitgevoerd. Tevens dienen aan dergelijke werkzaamheden nadere uitvoeringseisen te worden gesteld voor het geval een verhoogde waterstand wordt verwacht.

Gebruiksfase

In de gebruiksfase zal deze waterkering worden beheerd binnen de reguliere werkzaamheden van waterschap Scheldestromen of Rijkswaterstaat. Op dit moment is de waterkering nog in beheer bij Rijkswaterstaat waar het echter gebruik is in de komende jaren het beheer over te hevelen naar het waterschap.

Spuien

Binnen variant 3 vindt het spuien van water uit het kanaal plaats door de nieuwe sluis. Hiertoe worden dus geen andere constructies of kunstwerken aangelegd welke ontworpen of onderhouden moeten worden.

7.2.4 Voorkeursvariant

In de voorkeursvariant worden de havenmond naar de west- en oostzijde verbreed. Tevens wordt de buitenhaven verdiept om getij onafhankelijke in- en uitvaart mogelijk te maken. De westelijke waterkering wordt niet verlegd maar wordt wel voorzien van een kadeconstructie voor wacht- en opstelplaatsen.

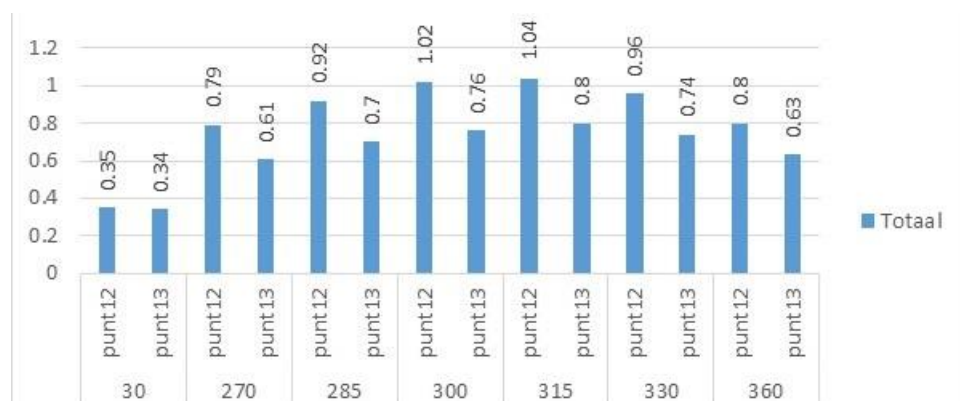
De waterkering op ter plaatse van de nieuwe sluis loopt over beide hoofden en vervolgens via een verbindende waterkering vanaf het noordelijke hoofd van de nieuwe sluis naar het noordelijke hoofd van de Oostsluis.

Hydraulische randvoorwaarden

Deze beoordeling is gelijk aan die van variant 1. In deze variant wordt de havenmond naar het westen verbreed. De oriëntatie van de waterkeringen die binnen deze variant aangepast worden is hoofdzakelijk op het westen. Om de waterkering te kunnen belasten dienen de inkomende golven door de havenmond een refractie van 90° te vertonen.

Daarbij heeft bestaande havenmond een breedte van ca. 300 m bij een golflengte van orde 45 m onder maatgevende omstandigheden. De verwachting is dat door een verbreding van orde 100 m het patroon van golfindringing niet significant zal wijzigen. Dit dient in een later stadium nader aangetoond te worden.

Het verdiepen van de voorhaven betekent een toename van de waterdiepte van ca. 19,9 m tot ca. 22,9 m. De maximale golfhoogte die nu als toetsrandvoorwaarde op de waterkering aangehouden dient te worden bedraagt 2,05 m [5]. Uit de meest recente berekeningen blijken de volgende golfrandvoorwaarden van toepassing bij NAP+6 m.

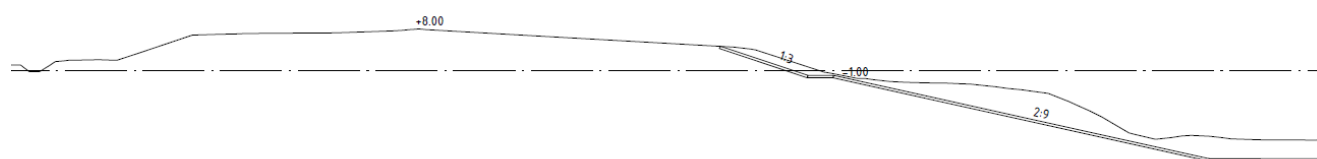


Figuur 7-27 Golfrandvoorwaarden uitvoerpunten 12 en 13

Havenmond

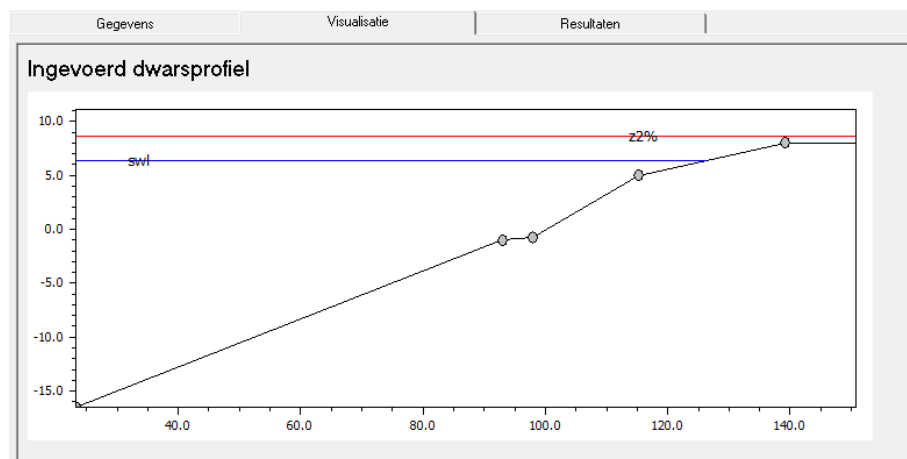
Dit ontwerp is gelijk aan dat van variant 1. In deze variant wordt de havenmond aan de westzijde verruimd. Dit betekent dat het profiel dat nu aanwezig is landwaarts wordt geschoven. Vanaf de nieuwe diepte van NAP-16,44 m loopt het talud met een helling van 1:4,5 omhoog tot NAP-1 m. Op dit niveau begint de steenbekleding ondersteund door een nieuw aan te brengen teenconstructie. Het talud vanaf NAP-1 m heeft een helling van 1:3 tot ca. NAP+5 m waar het profiel snijdt met het reeds bestaande profiel en daar ook in over gaat.

Voor het mechanisme overslag overloop is een berekening gemaakt analoog aan het ontwerp van de te verleggen waterkering in variant 3. Vanwege de aansluiting op het bestaande profiel wordt echter niet dezelfde kruinhoogte behaald. Op basis van de berekening met PC-Overslag wordt bij de kruinhoogte van NAP+8 m een overslagdebiet berekend van 3,1 l/s/m. De benodigde kruinhoogte om te voldoen aan het criterium van 1 l/s/m is NAP+8,3 m bij de conservatieve golfhoogte conform de toetsing. Zie onderstaand de resultaten van de berekening.



Figuur 7-28 Profiel waterkering havenmond west

Gegevens		Visualisatie		Resultaten			
Dwarsprofiel informatie							
Dijkprofiel naam: <u>Westelijke Havenmond midden scenario</u>							
Hydraulische parameters							
Significante golfhoogte	Hmo	2.05	[m]	Golfrichting	8		
				Maatgevende stormduur tsm	21000		
☒ Spectrale golfperiode	Tm-1.0	4.9	[s]	Waterstand SWL	6.4		
☐ Spectrale piekperiode	Tp	5.39	[s]	Gemiddelde golfperiode Tm	4.9		
					Bereken		
Dwarsprofielsegmenten							
Segment	X begin	Y begin	X eind	Y eind	Helling (tan)	Materiaal	Ruwheidsfactor
1	23.25	-16.5	93	-1	0.222		1
2	93	-1	98	-0.75	0.050	Bestorting	0.55
3	98	-0.75	115.15	5	0.335	Basalt	0.9
4	115.15	5	139.15	8	0.125	Asfaltbeton	1
☒ Transformeer naar standaard							
Toevoegen Samenvoegen Wijzigen Verwijderen							

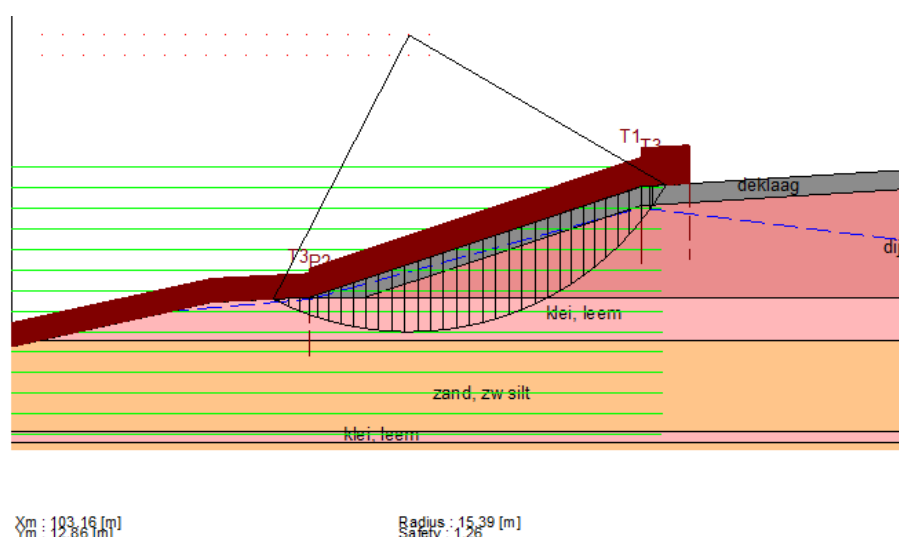


Gegevens		Visualisatie		Resultaten	
Berekenende parameters					
2%-golfoploophoogte	2.201	[m]	ontwerpwaarden		
gemiddeld overslagdebiet	3.104	[l/s/m]			
percentage golfoverslag	12.652	[%]			
Benodigde kruinhoogte					
Overslag [l/s/m]	Kruinhoogte [m + NAP]				
0.1	8.8649				
1	8.2779				
10	7.7068				
50	7.2908				
Overslaghoeveelheden per golf					
Percentages [%]	Hoeveelheid [l/m]				
Vmax	1174				
1 %	773.77				
10 %	307.07				
Tussenuitkomsten berekening					
Datum berekening : 19-11-2014 14:40:47					
Uitkomst berekeningen:					
Z2Perc	: 2.201	[m]			
Z2Perc+SWL	: 8.601	[m + NAP]			
Overslag	: 3.104	[l/s/m]			
V max	: 1174.023	[l/golf/m]			
Commentaar : De 2%-golfoploop is hoger dan de dijk					
Dwarsprofiel berekening					
Z2perc	: 2.201	[m]			
Ksio	: 0.689	[-]			
L0	: 37.474	[m]			
GammaB	: 1.000	[-]			
GammaF	: 1.000	[-]			
GBeta oploop	: 0.890	[-]			
GBeta overslag	: 0.835	[-]			
Waterstand	: 6.400	[m]			
TanAlpha	: 0.161				
Iteraties	: 3				

Figuur 7-29 Berekening overloop en overslag havenmond west

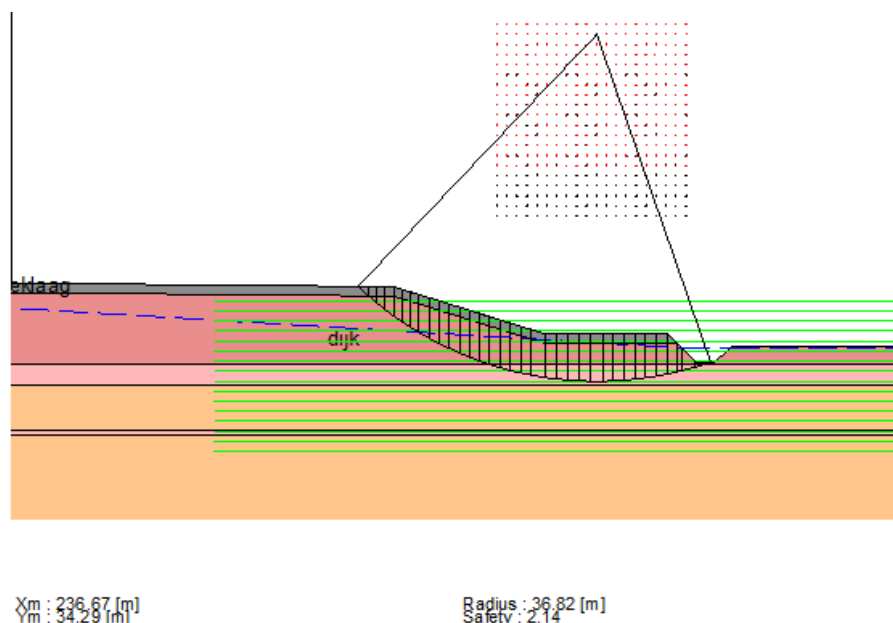
De extra hoogte van de kruin wordt beoordeeld als marginaal, zeker gekoppeld aan de breedte van het profiel dat nog overblijft. Het iets grotere overslagdebiet is nog ruim binnen de waarde van 10 l/s/m die, in afwijking van het eerder gestelde, voor een waterkering als deze zeker acceptabel is. Door de breedte van de kruin wordt het binnentalud immers niet aangevallen.

Voor het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts is een berekening gemaakt in DGeoStability. Voor deze berekening is het profiel gebruikt zoals ook gegeven op de tekeningen van de voorkeursvariant aangezien deze bouwsteen overeenkomst is voor variant 1 en de voorkeursvariant. Voor de grondopbouw is gebruik gemaakt van sondering DKMP20B zoals uitgevoerd voor het aanvullend geotechnisch onderzoek fase 2 in de polder. Onderstaand is hiervan de maatgevende glijcirkel van Bishop gepresenteerd. De behaalde veiligheidsfactor is 1,26 waar minimaal 1,23 nodig is. Op STBU voldoet de waterkering hier.



Figuur 7-30 Resultaat STBU

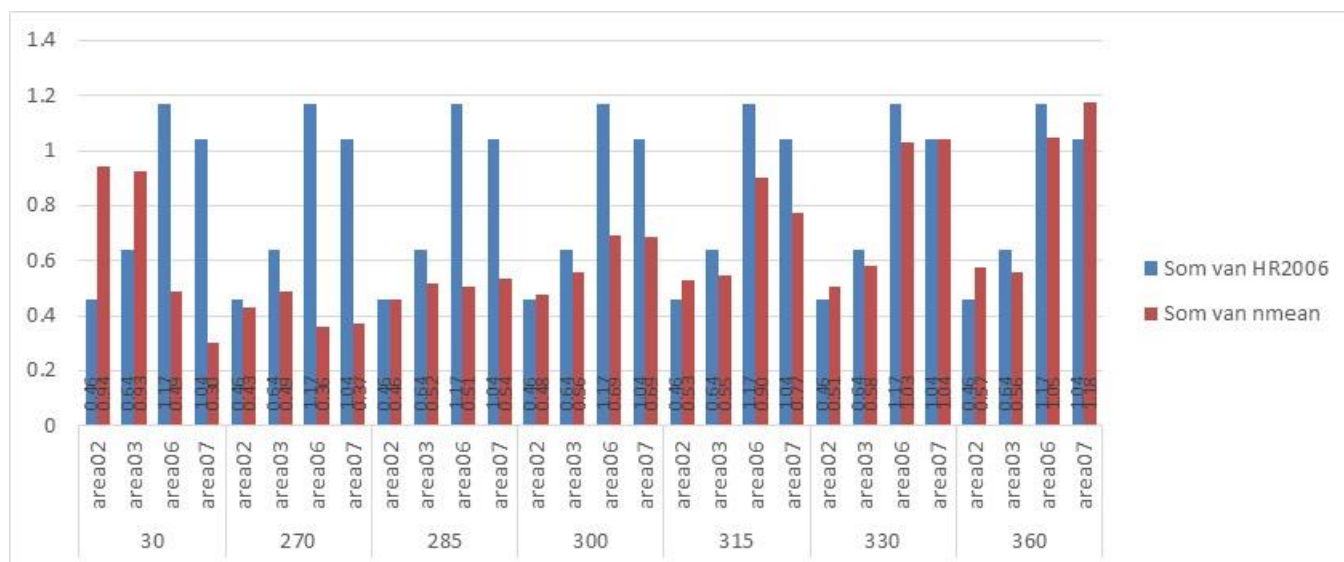
Voor macrostabiliteit binnenwaarts is ook de binnenzijde van profiel geschematiseerd. Hiertoe is aan de buitenzijde uitgegaan van maatgevend hoogwater en dus een waterstand/waterspanning van NAP+6,4 m direct onder de kleilaag op de kruin. Onderstaande figuur geeft hiervan het resultaat met een veiligheidsfactor van 2,14 waar minimaal 1,30 gehaald moet worden om aan de veiligheidseis te voldoen. Het profiel voldoet.



Figuur 7-31 Resultaat STBI

Westelijke waterkering

Het is de verwachting dat de golfrandvoorwaarden ten gevolge van de verdieping niet zullen toenemen. Ten gevolge van de verbreding van de havenmond is berekend wat de nieuwe golfrandvoorwaarden in de West buitenhaven worden. Onderstaande grafiek geeft de vergelijking van de nieuw berekende golfrandvoorwaarden met de HR2006 op basis waarvan in 2007 is getoetst. Deze grafiek geeft de punten 2, 3, 6 en 7 aangezien die liggen op delen van de waterkering die niet worden aangepast.

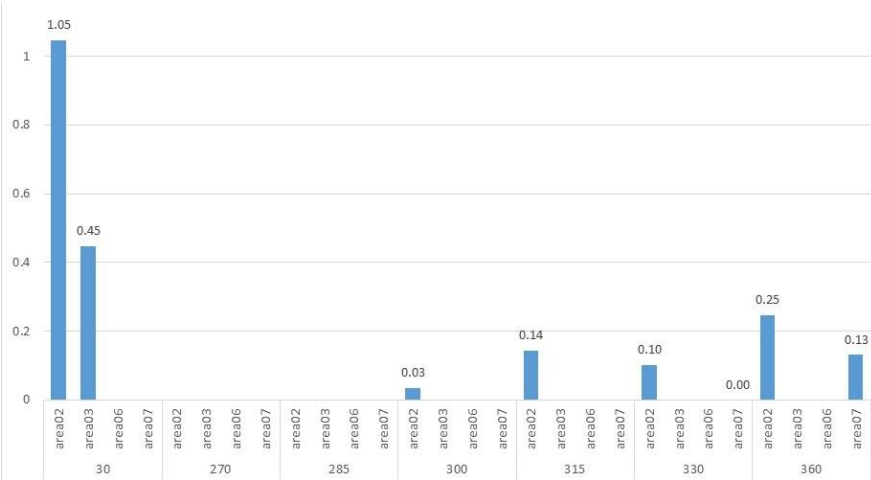


Figuur 7-32 golfrandvoorwaarden uitvoerpunten 2, 3, 6 en 7

Op een enkele combinatie windrichting en uitvoerpunt zijn de golfrandvoorwaarden HR2006 hoger dan nu berekend voor de nieuwe situatie bij NAP+6 m. Voor uitvoerpunt 2, 3, 6 en 7 is de golfrandvoorwaarde hoger voor de windrichtingen 360° en 030°.

Deze golven lopen echter langs de dijk en belasten daarmee het dijklichaam niet loodrecht. Deze belasting is dus eerder een langsstroming dan een golfbelasting waardoor deze toename geen maatgevende belasting veroorzaakt.

Ter onderbouwing is in onderstaande grafiek de relatieve toename van de golfhoogte gegeven voor verschillende uitvoerpunten en windrichting. Tijdens het overleg over dit onderwerp op 14 november 2014 is afgesteld dat verhogingen tot orde 10% binnen de normale modelnauwkeurigheid vallen en dus geen hertoets van de waterkering vereisen. Daarmee blijft uitvoerpunt 2 over voor de windrichting 315°. In absolute zin neemt deze golfhoogte toe van 0,46 m naar 0,53 m. Deze absolute stijging is marginaal waardoor ook voor deze locatie gaan hertoets nodig is.

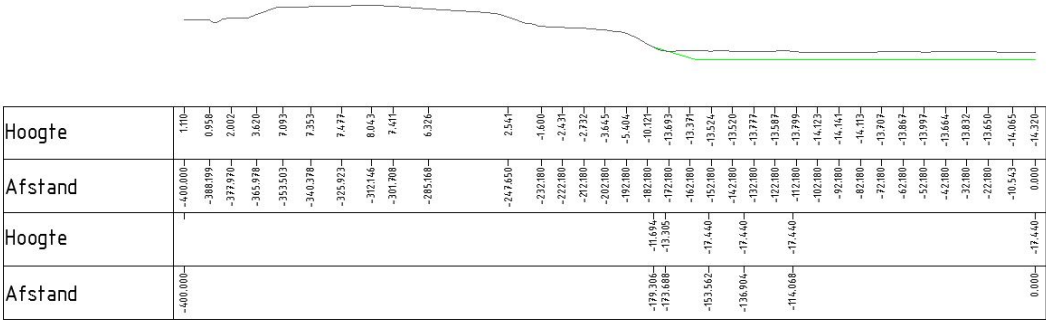


Figuur 7-33 Relatieve verhoging golfbrandvoorwaarden

Op basis van het beschikbare profiel van de bestaande westelijke waterkering is beoordeeld dat de kans op afname van de stabiliteit van deze waterkering ten gevolge van een verdieping van de voorhaven verwaarloosbaar is. Zoals in de toetsing bepaald is de stabiliteit van het dijklichaam zelf voldoende. De breedte van het voorland voor de teen van de waterkering wordt niet verkleind, alleen wordt het onder water talud naar de bodem van de voorhaven verder doorgetrokken. Zie voor het profiel onderstaande figuur waarin de zwarte lijn de bestaande waterkering weergeeft en de groene lijn de verdiepte voorhaven.

Figuur 7-34 Dwarsprofiel bestaande westelijke waterkering

Dwarsprofiel DWP-1
t.o.v. as ALM - (3)
bij metrereng 170.298
Schaal 1:2000
-17.500m t.o.v. NAP



Op basis van voorgaande beschouwing wordt de stabiliteit van de westelijke waterkering niet kleiner dan nu het geval is.
Westelijke waterkering

Wacht- en opstelplaatsen

Deze beoordeling is gelijk aan die van variant 1. In de westelijke waterkering worden enkele wacht- en opstelplaatsen gerealiseerd. Deze worden ingericht door middel van het aanbrengen van een kerende wand. Voor de wand worden afmeerpalen gerealiseerd die belastingen ten gevolge van schepen afdragen. De afmeerpalen worden onafhankelijk van de kerende wand ontworpen. Voor de combiwand is een berekening gemaakt op basis van RC3 conform NEN-EN 9997+C1. Dit is de veiligheidsklasse welke toegepast dient te worden voor primaire waterkeringen.

De kade is ontworpen op de volgende belastingen die voortkomen uit waterstandsverschillen. Er is geen rekening gehouden met een bovenbelasting op het talud van de dijk. Belastingen veroorzaakt door schepen worden door de afmeerconstructie die voor de grondkering wordt gerealiseerd afgedragen.

De combiwand wordt opgebouwd uit buispalen $\varnothing 1220 \times 16$ mm staalkwaliteit X65 met een teenniveau op NAP-16,5 m. De bovenkant van de damwand zit op NAP -1,0 m. Dit is onder gemiddeld laag water, waardoor de damwand zich voor een groot deel van de tijd onder water bevindt. Tijdens de uitvoering dient hier rekening mee gehouden te worden. Per systeemmaat zijn dubbele groutankers van het type Leeuwanker $\varnothing 82,5 \times 22,2$ mm toegepast met een lengte van 25 m. Voor de kerende wand is een bodembescherming voorzien. Zie verder tekening "VNZT-00-T-SO-00-E001 rev 1a d.d. 13-01-2015" voor meer details in doorsnede A.

In bijlage 2 van dit rapport is het rapport van de berekening bijgevoegd waaruit blijkt dat het maximaal opneembaar moment na verrekening van corrosie groter is dan het optredend moment. De overall stability heeft een minimale veiligheid van 1,15 in de op een na laatste fase waar een stabiliteitsfactor van 1,12 gehaald moet worden voor buitenwaartse stabiliteit bij het rekenen met rekenwaarden van grondparameters.

Vanwege nadere uitwerking van de Voorkeursvariant is het mogelijk dat de uitgangspunten voor het ontwerp van de kerende wand wijzigen. In de berekening in bijlage 2 is aangetoond dat het mogelijk is om een (robuuste) combi wand te ontwerpen die voldoende sterk en stabiel is. Indien uitgangspunten (zoals bijvoorbeeld de bodemdiepte) wijzigen, wordt de oplossing van een combi wand nog steeds als een haalbare oplossing gezien.

Sluiskolk en Binnenhoofd

Deze beoordeling is gelijk aan die van variant 2 en 3. Er wordt voldaan aan de wettelijke eis m.b.t. betrouwbaarheid van de waterkering

wanneer de sluiskolk en het binnenhoofd onderdeel worden van de waterkering. Sluiskolk en binnenhoofd dienen bij deze variant dan op een hoogte van NAP+6,3m te komen liggen.

Het buitenhoofd is in principe de waterkering. Er bestaat echter een kleine kans dat beide deuren in het buitenhoofd niet sluiten. Bij hoge waterstanden bestaat dan de kans dat het kombergend vermogen van het kanaal wordt overschreden doordat water over de kolk en het binnenhoofd het kanaal in stroomt. De kans dat het buitenhoofd niet sluit gecombineerd met de kans dat de waterstand zo hoog komt dat het kombergend vermogen wordt overschreden dient voldoende klein te zijn. Dit is het geval bij een hoogte van kolk en binnenhoofd van NAP+6,3m.

Buitenhoofd en -deuren

De kerende hoogte van de hoogwater kerende sluishoofden en sluisdeuren is bepaald door de maatgevende hoogwaterstand, zeespiegelrijzing, eventuele zettingen van de sluis gedurende de levensduur, lokale opwaaiing, en de mate waarin golfoverslag en eventueel overloop acceptabel zijn.

De levensduur van de sluishoofden bedraagt 100 jaar. Voor de kerende hoogte is rekening gehouden met zeespiegelrijzing conform het Middenscenario.

De zettingen gedurende de levensduur worden in deze fase op 0,1m aangehouden. Eventueel te verwachten grotere zettingen dienen in de initiële aanleghoogte van constructies verdisconteerd te worden.

Toelaatbare overslag i.v.m. kombergend vermogen:

In de periode 2010-2012 is het overslagdebiet over de bestaande sluizen op het sluizencomplex Terneuzen beoordeeld en zijn onder andere de sluisfronten en sluisdeuren verhoogd aangezien het overslagdebiet van de drie bestaande sluizen bij elkaar te groot was.

In de rapportage Verbetering Waterkering Voorhavens Terneuzen [8] is beschreven dat voor de sluizen op het complex de maximaal toelaatbare komberging op het kanaal Gent-Terneuzen als centraal uitgangspunt wordt gehanteerd. Tijdens de maatgevende storm mag de peilverhoging op het kanaal ten hoogste 0,10 m bedragen in verband met de standzekerheid van de kaden langs het Kanaal. Deze eis is vertaald naar een maximaal overslagvolume voor de drie bestaande sluizen tezamen van 300.000m³ per maatgevende situatie.

In de rapportage Variantenstudie Verbetermaatregelen Waterkering Voorhavens Terneuzen [9] is de totale overslag gedurende de maatgevende hoogwaterperiode per sluis beschouwd. Die gegevens worden vertaald naar de toekomstige situatie met aanleg van de Nieuwe Sluis.

Voor een referentieperiode van 50 jaar geldt nu dat de totale overslag voor de Nieuwe Sluis kleiner dient te zijn dan 300.000-122.000 = 178.000m³ per stormperiode. De hoogte van de sluisdeuren wordt wel

bepaald op basis van de ontwerpwaterstand voor een referentieperiode van 100 jaar.

Voor de beschouwing van de overslag ter plaatse van de Nieuwe Sluis onderscheiden we de sluishoofdconstructies, de frontwanden en de sluisdeuren. De benodigde hoogte, gebaseerd op het maximaal toelaatbare overslagdebiet en in relatie tot de breedtes is bepaald op basis van Leidraad Kunstwerken. Hierbij is voor de berekening van de overslagdebieten een ontwerpwaarde $H_d = 1/(1+0,6) * 2,1\text{m} = 1,3\text{m}$ aangehouden. De inkomende golfhoogte kan worden geoptimaliseerd op basis van de nieuwe studie naar golfindringing [7]. De factor 0,6 ten opzichte van de golfhoogte die berekend is met een model is om het dubbel in rekening brengen van reflectie door verticale wanden te voorkomen. In de modelberekening zijn namelijk de verticale wanden ingevoerd en wordt dus ook de reflectie berekend. Echter in de berekening voor golfoverslag over een verticale wand wordt reflectie in rekening gebracht. Zonder de factor 0,6 wordt dus én in het model én in de overslagberekening reflectie in rekening gebracht wat uiteraard niet de bedoeling is.

		Hs =	1.3 m
<u>Overslag Sluisdeuren:</u>			
Breedte		B =	60 m
Komberging		k =	120,000 m³
Toelaatbaar volume gedurende de hoogwaterperiode		Vb = k/B =	2000.00 m³/m
Tijd hoogwaterperiode (zie grafiek)		t =	6.00 uren
(= tijdsduur met constant veronderstelde belasting)		t =	21600.00 sec
Toelaatbaar overslagdebiet		q = Vb/t =	0.09 m³/s per m
		q =	93 l/s per m
Golfoverslaghoogte	$h_{kr} = - \frac{1}{3} \gamma_B \gamma_v * H_s \ln [q / (0,13 * \sqrt{g * H_s^3})]$		0.81 m
<u>Overslag Sluishoofdconstr. en frontwanden</u>			
Breedte		B =	200 m
Komberging		k =	40,000 m³
Toelaatbaar volume gedurende de hoogwaterperiode		Vb = k/B =	200.00 m³/m
Tijd hoogwaterperiode (zie grafiek)		t =	6.00 uren
(= tijdsduur met constant veronderstelde belasting)		t =	21600.00 sec
Toelaatbaar overslagdebiet		q = Vb/t =	0.01 m³/s per m
		q =	9 l/s per m
Golfoverslaghoogte	$h_{kr} = - \frac{1}{3} \gamma_B \gamma_v * H_s \ln [q / (0,13 * \sqrt{g * H_s^3})]$		1.81 m
Totale komberging		k, totaal =	160,000 m³
<u>Aanleghoogte sluisdeuren:</u>			
		MHW	5.8 m + NAP
	100 jaar:	h _{zsp}	0.6 m
		h _{zkl}	0.1 m
		h _{opw}	0.1 m
		h _{kr}	0.81 m
		h_{kr}	7.41 m + NAP
<u>Aanleghoogte Sluishoofdconstr en frontmuren</u>			
		MHW	5.8 m + NAP
		h _{zsp}	0.6 m
		h _{zkl}	0.1 m
		h _{opw}	0.1 m
		h _{kr}	1.81 m
		h_{kr}	8.41 m + NAP

Figuur 7-35 Resultaat overslagberekening sluisdeuren

Voor de sluisdeuren wordt voor het ontwerp een hoogte van NAP+7,50m aangehouden. Voor de frontmuren en de sluishoofdconstructie wordt NAP +8,50m aangehouden op basis van de golfhoogte conform de toetsing waarmee een veilig ontwerp is gemaakt.

Voor het onderdeel betrouwbaarheid sluiting zijn verschillende analyse gemaakt. Deze hebben uitgewezen dat de waterkering over zowel het buitenhoofd als het binnenhoofd dient te lopen. Daarmee wordt de faalkanseis van $0,1 \times \text{NORM}$ gehaald.

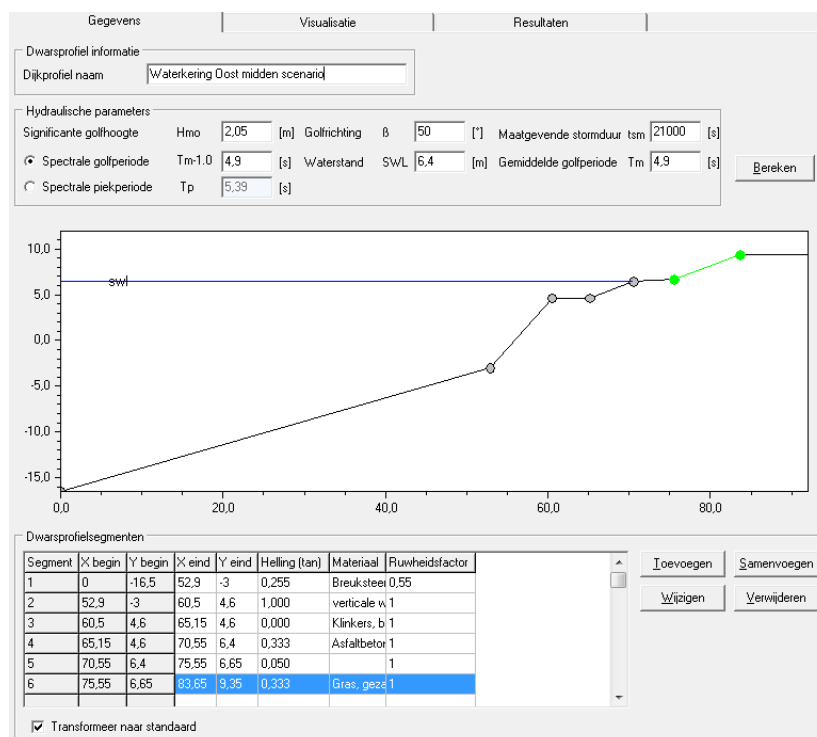
Oostelijke waterkering

Deze beoordeling is gelijk aan die van variant 1. Bij variant 1 wordt de middensluis behouden en wordt ten westen van de middensluis een nieuwe waterkering aangelegd. Deze wordt oostelijke waterkering genoemd. Het ontwerp van de oostelijke waterkering bevat een damwand ontwerp. In verband met de gewenste breedte van de in- en uitvaart van de nieuwe sluis is het niet haalbaar gebleken de waterkering volledig in talud uit te voeren.

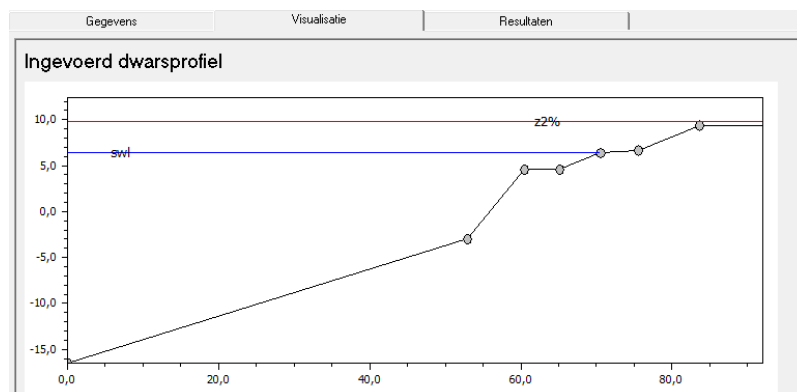
De verticale wand is opgenomen in de berekening van de hoogte van de waterkering. Echter kan het programma PC-Overslag geen verticale wand aan waardoor deze is geschematiseerd als een helling 1:1. De bovenzijde van de damwand is op dezelfde plek gehouden, de teen is verplaatst om de helling te schematiseren.

De overige hellingen zijn aangehouden op 1:3 zoals gebruikelijk bij dit soort waterkeringen. De gewenste golfreductie wordt verkregen door zowel het toepassen van de kade als van de berm op ontwerpniveau.

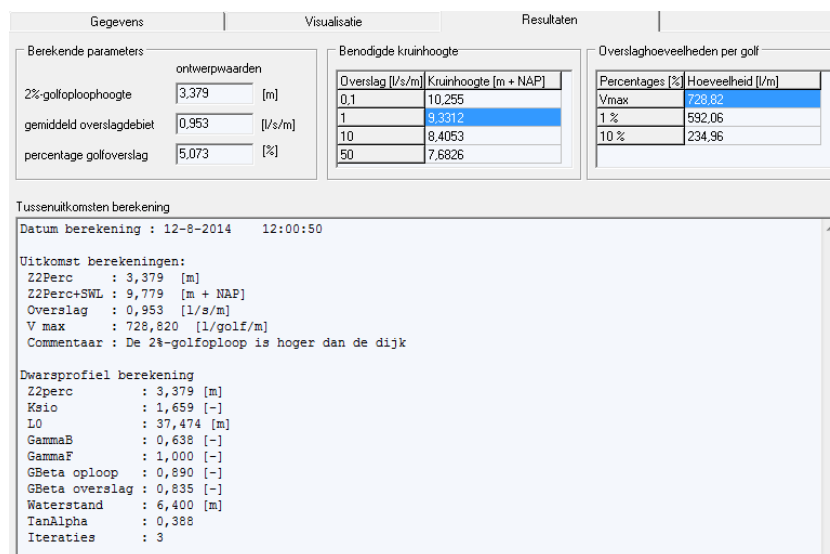
De kruin komt zonder toeslagen uit op NAP+9,35 m. Hierop wordt een robuustheidstoeslag van 0,3 m toegepast. Gelet op de bestaande situatie en de ligging van de Oostelijke waterkering lijkt het optreden van zettingen na aanbrengen van deze waterkering onwaarschijnlijk. Omdat dit niet geheel uit te sluiten is wordt voorsnog een toeslag van 0,3 m toegepast ter compensatie van zettingen. De aanleghoogte van de kruin komt daarmee te liggen op NAP+9,95m. Op basis van de nieuwe studie naar golfindringing kan deze hoogte in een volgende projectfase geoptimaliseerd worden. Onderstaande afbeeldingen geven de resultaten van de berekeningen.



Figuur 7-36 Profiel en HR Oostelijke waterkering



Figuur 7-37 Profiel Oostelijke waterkering met z2% hoogte



Figuur 7-38 Resultaten Oostelijke waterkering

Op basis van de nieuw berekende golfrandvoorwaarden kan de kruin lager worden aangelegd dan hierboven gepresenteerd. Echter op basis van het detailniveau van modellering en ontwerp op dit moment in het project bestaat de kans dat bij detaillering alsnog een hogere waterkering nodig is. Vanuit de minimale eis van waterveiligheid wordt hier dus een hogere kruinhoogte gepresenteerd waarvan aangenomen kan worden dat de benodigde kruinhoogte niet hoger zal worden.

Zoals eerder beschreven is het ontwerp gebaseerd op de HR2006. In een gevoeligheidsanalyse is een vergelijking gemaakt met de concept randvoorwaarden HR2011, waarin het Toetspeil en Golfhoogte van concept HR2011 $\approx$ HR2006 en de Golfperiode van concept HR2011 $\approx$ HR2006-0,6s. Uit de PC-Overslag berekening met een kleinere golfperiode (conform concept HR2011) neemt het overslagdebiet af bij de ontworpen kruinhoogte. Geconcludeerd kan worden dat het gebruik van de HR2006 een robuust ontwerp oplevert in vergelijking met de concept HR2011.

Een belangrijk deel van de oostelijke waterkering is de damwand. Deze damwand vormt samen met het grondlichaam de waterkering en dient daarom nog stabiel te zijn onder dezelfde omstandigheden als de westelijke waterkering. Hieronder wordt aangetoond dat dat ook daadwerkelijk het geval is.

De berekening is gebaseerd op sondering DKMP17B. Een overzicht van het gehanteerde grondprofiel met de bijbehorende geotechnische parameters is weergegeven in Tabel 7-4.

Tabel 7-4: Grondprofiel westelijke waterkering (sondering DKMP17B)

Bk laag	Grondsoort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN-m ³]	c [kN/m ²]	ϕ [°]
Mv	Dijk	17,1	19,1	0	30
NAP+6,5 m	Toplaag	17	18,2	0	27
NAP+0 m	Klei, siltig	16	17,1	0	32
NAP-2,0 m	Veen	12	12	2,5	15
NAP-3,0 m	Zand, kleiig	16	17,1	0	32
NAP-9,5 m	Zand	17,1	19,1	0	37
NAP-11,0 m	Zand, kleiig	16	17,1	0	32
NAP-14,0 m	zand	17,1	19,1	0	37

De constructie die beoordeeld wordt bestaat uit de volgende onderdelen:

- AZ36-700, top = NAP+4,6 m, teen = NAP-16,0 m.
- Leganker $\varnothing$ M72, L = 30 m, hoh = 1,40 m, $F_{t;Rd}$ = 816 kN/m.
- Ankerscherm AZ17-700, H = 3 m.
- Ankergording 2xUNP300, beide op NAP+0,0 m.

Zie voor de berekeningsbestanden bijlage 1. Onderstaand wordt in een tabel samengevat op basis van de unity check van de verschillende onderdelen. De unity check dient hier groter te zijn dan 1.

Onderdeel	Toelaatbaar	Optredend	UC
Moment damwand	648	567	1,14
Ankerkracht	$816/1,25 = 653$	597	1,09
Ankerscherm BGT			1,64
Ankerscherm UGT			1,68
Ankerscherm spanningen	240	142	1,69
Ankergording spanningen	355	337	1,05
Kranz	1007	895	1,12

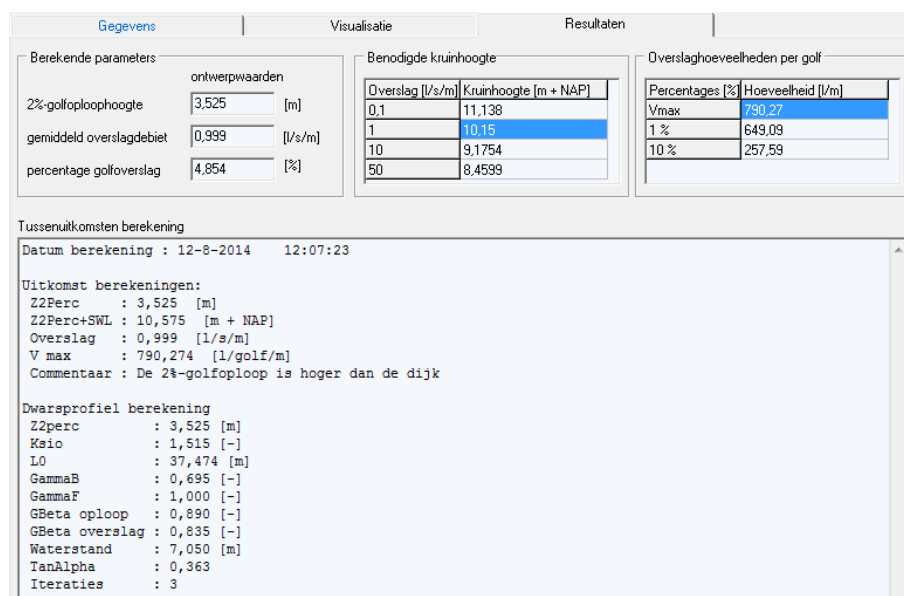
Op basis van sondering DKMP17B is een waterremmende laag aanwezig tussen de nieuwe damwand en de kolk van de Oostsluis op NAP-3,0 m. De kolk van de Oostsluis is een betonnen bak met onderkant vloer op NAP-9,50 m en bovenkant bodem op NAP-7,00 m. De voorhaven aan de kanaalzijde wordt begrensd door damwanden waardoor in de voorhaven dezelfde situatie voor piping en heave getoetst dient te worden. Aangezien het water verticaal wilt uittreden langs een damwand dient hier de toets op heave te worden uitgevoerd. Het uittreeverhang mag dan niet groter zijn dan 0,5 op basis van het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen.

Conservatief wordt aangenomen dat de volledige potentiaal ten gevolge van de ontwerpwaterstand aanwezig is aan de teen van de damwand in de voorhaven kanaalzijde. Gekoppeld aan het kanaalpeil is dan een verval van $6,4 - 2,15 = 4,25$ m aanwezig. Met behulp van de heaveregel op pagina 40 van het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen is berekend dat het teenniveau van damwand niet hoger mag liggen dan NAP-16 m om aan de eis voor het uittreeverhang te voldoen. De nieuwe damwand is ontworpen met exact dat teen niveau waarbij de kerende hoogte 7,6 m bedraagt. De damwanden in de voorhaven kanaalzijde hebben een kerende hoogte van orde 13 m (NAP+6 m tot NAP-7 m) waardoor het aannemelijk is dat de damwanden inderdaad voldoende diep staan om heave te voorkomen.

Het ontwerp van de waterkering midden, het deel tussen de Westsluis en de nieuwe sluis, is gelijk aan het ontwerp van het buitenhoofd. De hoogte en sterkte zijn namelijk gelijk aangezien het type constructie gelijk is.

Ruimtebeslag

Deze beoordeling is gelijk aan die van variant 1. Voor het bepalen van het benodigde ruimtebeslag in het kader van het OTB dient uitgegaan te worden van de kruinhoogte op basis van het maximum klimaatscenario met bijbehorende verhoging van waterstand en golfhoogte. De dan benodigde kruinhoogte inclusief toeslagen bedraagt NAP+10,75 m. Op basis van de nieuwe studie naar golfindringing kan deze waarde in een vervolgfase worden geoptimaliseerd.



Figuur 7-39 Resultaten Oostelijke waterkering, ruimtebeslag

Aanlegfase

Alle werkzaamheden voor aanleg van de Oostelijke waterkering dienen plaats te vinden buiten het gesloten seizoen. In de aanlegfase zal worden begonnen met het aanbrengen van de damwand die dan naar verwachting nog vrijstaand zal zijn in het bestaande talud. In een sleuf achter de damwand zal vervolgens de verankering aangebracht kunnen worden. Na het plaatsen, afspannen en afdekken van de verankering kunnen de taluds van de waterkering worden gemaakt. Dat betekent het bekleden met behulp van bijvoorbeeld betonzuilen. De berm en de kade dienen voorzien te worden van asfalt. Ook de kade dient namelijk beschermd te worden tegen erosie wanneer deze overstroomt. De overschrijdingsfrequentie van het kadeniveau van NAP+4,6 m is immers 1/50 per jaar op basis van de waternormalen met slotgemiddeld 1991.0.

De aanleg van deze waterkering vraagt de nodige aandacht maar is tevens een constructie waarvan er al velen in Nederland zijn gebouwd.

Gebruiksfase

In de gebruiksfase zal deze waterkering worden beheerd binnen de reguliere werkzaamheden van waterschap Scheldestromen of Rijkswaterstaat. Op dit moment is de waterkering nog in beheer bij Rijkswaterstaat waar het echter gebruik is in de komende jaren het beheer over te hevelen naar het waterschap.

Spuien

Deze beoordeling is gelijk aan die van variant 2. In deze variant wordt een nieuw spuimiddel aangelegd. De spuimiddel maakt onderdeel uit van de waterkering en dient dus voorzien te worden van keermiddelen.

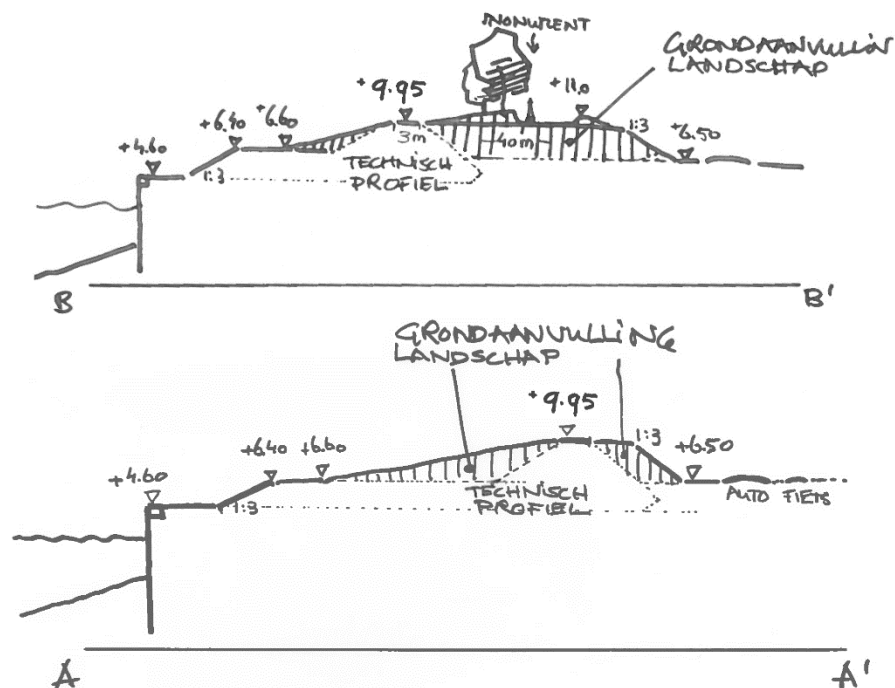
De keermiddelen die de spuiwerker moeten kunnen afsluiten zullen waarschijnlijk ter plaats van de kruinlijn komen te liggen. Het betreft een dubbele set keermiddelen om de faalkans op het de

Eveneens voor betrouwbaarheid sluiten is het aan te bevelen het keermiddel zodanig te ontwerpen dat deze ook onder eigen gewicht kunnen sluiten. Bij eventuele stroomuitval bij een sluitvraag kan zo door het activeren van de vrijloop toch gesloten worden zonder mechanische of elektrische hulpmiddelen.

7.3 Hoogwaterveiligheid versus landschap

[illegible]

Figuur 7-40 Situatie waterkering oost



Figuur 7-41 Technisch profiel versus landschap

Vanuit de landschapsvisie is verder gewerkt op basis van het technisch profiel. Dat betekent dat vanuit landschap slechts cosmetisch een 'schil' over het technisch profiel heen gelegd. Deze schil bestaat uit schrale grond waarop natuurcompensatie kan worden gepleegd. Tevens dient deze schrale grond onder golfbelasting te eroderen zodat golfoploop alleen plaatsvindt over het technisch profiel. De kruinhoogte van de waterkering is immers bepaald op basis van het technisch profiel. Opgemerkt wordt dat NWO's, waaronder beplanting en bomen, niet van invloed mogen zijn op het technisch profiel van de waterkering, maar enkel onderdeel uit mogen maken van de cosmetische 'schil'

De bredere berm op ontwerppeil zoals gegeven in doorsnede A-A' heeft in ieder geval een positieve invloed op de oploop juist omdat deze berm op het ontwerppeil wordt aangelegd.

8 Leemten in informatie

Op basis van het uitgevoerde geotechnisch onderzoek kan het optreden van zettingsvloeiing nog niet worden uitgesloten. In het toetsrapport uit 2007 wordt het mechanisme zettingsvloeiing al genoemd als aandachtspunt voor het voorland waardoor het risico niet afgeschreven kan worden. Zie voor een korte toelichting §6.1 en het deelrapport geotechniek als onderdeel van het integraal bodemrapport.

9 Samenvatting

Onderstaande tabel geeft de samenvatting van de maatregelen die worden genomen ten behoeve van het uitvoeren van een veilige hoogwaterkering.

Ontwerpkeuze	Variant D01	Variant D02	Variant D03	VKV
Westelijke waterkering	niet aanpassen	niet aanpassen	verleggen	niet aanpassen
Waterkering midden	nieuw aanleggen	nieuw aanleggen	nieuw aanleggen	nieuw aanleggen
Waterkering oost	nieuw aanleggen, met damwand	nieuw aanleggen, met damwand	nieuw aanleggen, met damwand	nieuw aanleggen, met damwand

In alle varianten wordt voldaan aan de wettelijke vereisten voor hoogwaterveiligheid. De varianten zijn op dit punt niet onderscheidend.

Het ontwerp van de sluisdeuren en buitenhoofden is opgenomen in VNZT-R-45 Systeemontwerp.

10 Literatuurlijst

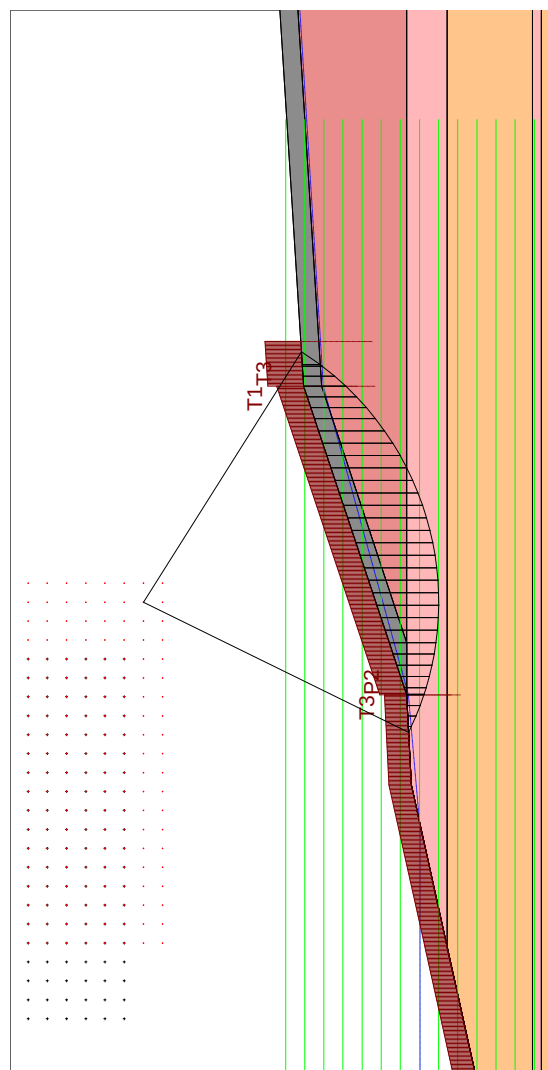
- [1] [VNSC, 2013. *Vraagspecificatie voor de planuitwerking en voorbereiding realisatie Grote Zeesluis Kanaal Gent – Terneuzen, contractnummer 31074944. Bijlage B Werkpakketbeschrijving 3.10.*]
- [2] [TAW, 2002. *Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken*]
- [3] [CUR, CUR166, *Damwandconstructies, 6^e druk, deel 1 en 2*]
- [4] [LievenseCSO, *Uitgangspuntennota, VNZT-R-084*]
- [5] [DHV, *Toetsing op veiligheid van de waterkering in de voorhavens van Terneuzen, dossier: B1011.01.001, registratienummer: WG-SE20070837, versie 2*]
- [6] [Ministerie van Infrastructuur en milieu, VTV2006]
- [7] [Svašek, 2014. *Golfdoordringing West Buitenhaven Terneuzen, 1724/U14347/A/BE*]
- [8] [RWS Zeeland, 13 juli 2010, *Verbetering waterkering Voorhavens Terneuzen; Projectplan en m.e.r. beoordeling*]
- [9] [DHV, maart 2010, *Variantenstudie verbetermaatregelen waterkering voorhavens Terneuzen adviesrapport; versie 1 definitief*]
- [10] [LievenseCSO, 27 november 2014, *Integrale rapportage bodemgerelateerd onderzoek deelrapport geotechniek, VNZT-R-135-2*]

Bijlagen

Bijlage 1 Resultaat ontwerp havenmond

Materials

- deklaag
- dijk
- klei, leem
- zand, zw silt



Radius : 16.46 [m]
Safety : 1.26

Xm : 103.16 [m]
Ym : 13.93 [m]

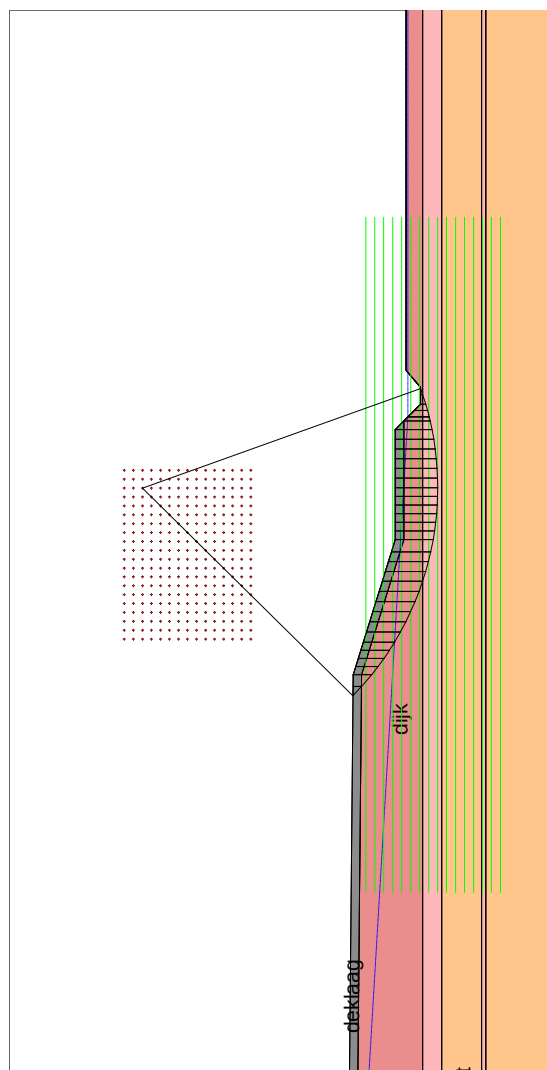
D-Geo Stability 10.1 : Waterkering Havenmond W midden stbu.sti

LievensenCSO Infra	Tramsingel 2 4814 AB Breda	Phone Fax	date 20-11-2014	drv. EFB
Nieuwe zeelsluis Terneuzen Havenmond West Stabiliteit buitenwaarts			VNZT	ctr.
			Annex D	form. A4

Critical Circle Bishop

Materials

- deklaag
- dijk
- klei, leem
- zand, zw silt



Radius : 35.06 [m]
Safety : 2.14

Xm : 237.25 [m]
Ym : 32.52 [m]

D-Geo Stability 10.1 : Waterkering Havenmond W midden stbi.s6

D-Geo Stability 10.1 - Waterkering Havenmond W in Middelste Sluis

LievensCSO Infra	Tramsingel 2 4814 AB Breda	Phone Fax	date 20-11-2014	drw. EFi
Nieuwe Zeesluis Terneuzen Havenmond westzijde	VNZT		Annex D	ctr.
Stabiliteit binnenwaarts				form. A4

Bijlage 2 Resultaat ontwerp wacht- en opstelplaatsen

MEMO

Project : [Nieuwe Zeelsluis Terneuzen]
Onderwerp : [Damwand wachtplaats westelijke buitenhaven Terneuzen]
Referentie : [VNZT]
Datum : 13 februari 2015
Revisie : 4
Auteur : T. Maas

Aan:

■ E. Fiktorie [Lievense]

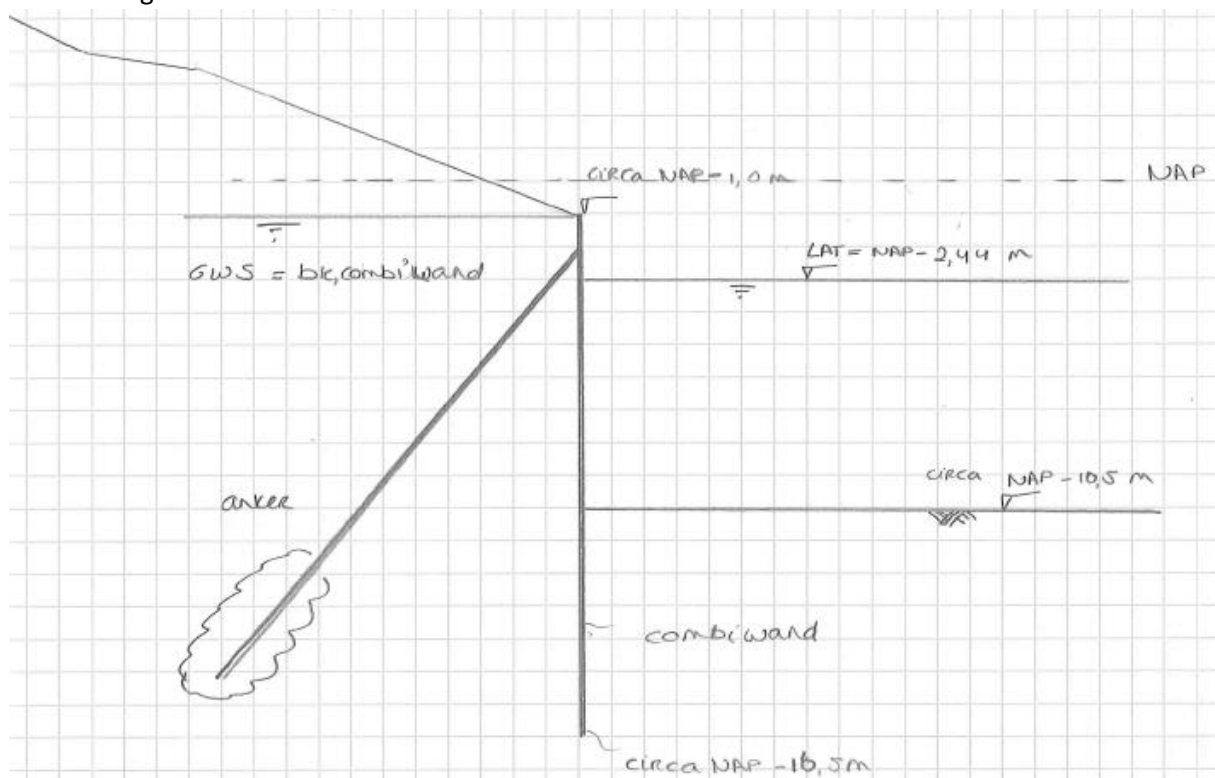
Referenties:

[1] VNZT-R-84-0 Uitgangspuntennota systeemontwerp

Aangehouden uitgangspunten:

Situatie:

In deze memo is een ontwerp gemaakt voor de kerende wand nabij de wacht- en opstelplaatsen in de westelijke buitenhaven in Terneuzen. De kerende wand maakt onderdeel uit van de primaire waterkering.



Veiligheidsklasse conform EN 9997 +C1

De beschouwde kade is onderdeel van de westelijke primaire waterkering in de buitenhaven van Terneuzen. Om deze reden is gerekend volgens Eurocode RC3.

Voor de bouwfasering wordt gekozen voor klasse RC3, om zo tot een robuust ontwerp te komen. Eventueel kan bij verdere uitwerking beschouwd worden of het acceptabel is om in de bouwphase een lagere veiligheidsklasse toe te passen.

Waterstanden:

Aangehouden waterstanden conform [1]:

LLWS = NAP -2,44 m

GLW = NAP -1,89 m

Omdat de bovenkant van de damwand zich op NAP -1,0 m bevindt, is als grondwaterstand NAP -1,0 m aangehouden. Een hogere grondwaterstand zal over de damwand naar de voorhaven draineren.

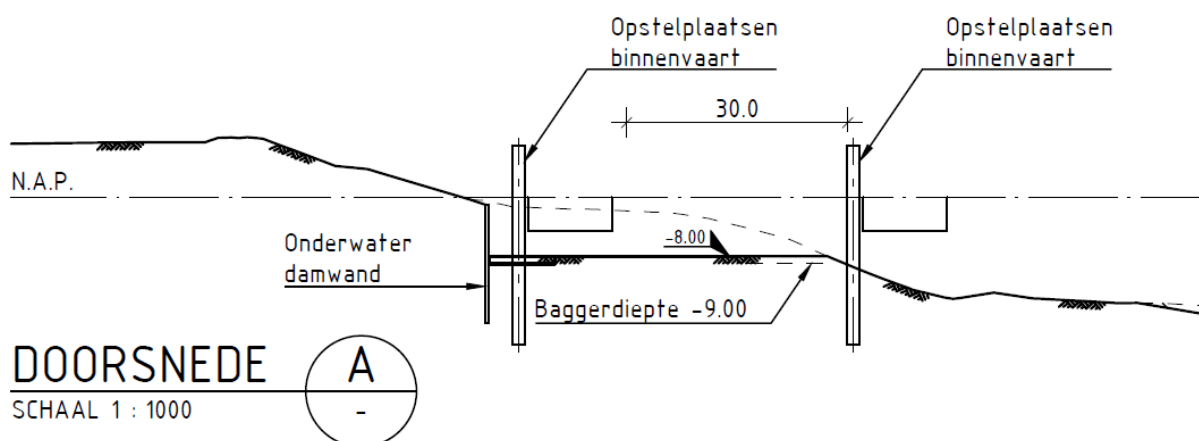
Waterspanningen links en rechts aan de onderzijde combiwand ten gevolgen van waterstandsverschillen binnen- en buitendijks zijn niet gelijk aangehouden. Geadviseerd wordt dit in een later stadium wel te optimaliseren.

Kathodische bescherming:

Er is gekozen om kathodische bescherming toe te passen, waardoor geen reductie wordt toegepast op de wanddiktes.

Maaiveld:

Conform tekening VNZT-00-T-SO-00-E001 rev 1a d.d. 13-01-2015 is de bovenkant van de combiwand aangehouden op NAP -1,0 m. De kerende wand staat in het talud van de huidige waterkering.



Figuur 1: Doorsnede wacht- en opstelplaatsen westelijke buitenhaven [tekening VNZT-00-T-SO-00-E001 rev 1a]

Voor de kerende wand worden buispalen gerealiseerd, waartegen binnenvaartschepen af kunnen meren. Belastingen ten gevolgen van scheepvaart worden dan ook niet afgedragen op de kerende wand in de primaire waterkering.

Bodem:

De gegarandeerde bodemdiepte is afhankelijk van de binnenvaartschepen die gebruik maken van de wacht- en opstelplaatsen. Het uitgangspunt is een gegarandeerde bodemdiepte van NAP -8,0 m. I.v.m. toleranties en bodembescherming, ligt de constructiediepte circa 2,5 m lager. In deze fase van het project is het mogelijk dat de uitgangspunten nog zullen wijzigen. Er wordt voor de beschouwde configuratie echter verwacht dat wijzigingen in de bodemdiepte niet groter zullen zijn dan circa 0,5 à 1,0 m.

In de berekening is uitgegaan van een bodemdiepte voor de kerende wand van NAP -8,0 – 2,5 m = NAP -10,5.

Variabele belastingen:

Er is geen rekening gehouden met variabele belastingen. Vanwege het talud is een bovenbelasting direct naar de kade niet mogelijk. De kruin van de dijk ligt circa 30 m van de kerende wand af, waardoor een bovenbelasting op de kruin buiten de actieve wig van de wand ligt.

Belastingen ten gevolgen van scheepvaart worden door de afmeerpalen afgedragen die voor de kerende wand worden geplaatst en onafhankelijk van de kerende wand worden ontworpen.

Grondprofiel

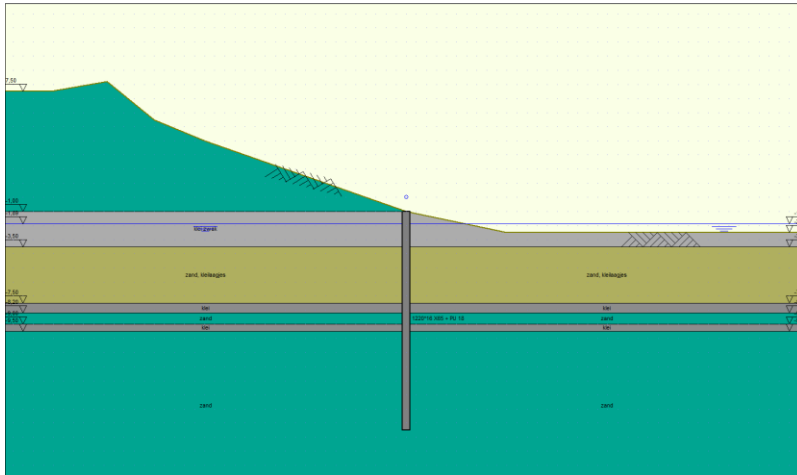
Voor het grondprofiel is sondering DKMP27A aangehouden, zie bijlage B. Opgemerkt wordt dat deze sondering gemaakt is achter de dijk. Mogelijk zijn de grondgegevens aan de waterzijde anders. De oude sonderingen 119, 201, 121, 200 en 202 zijn ondiep (ongeveer 11 meter), en niet bekend is wat het maaiveld/ bodemdiepte is ten opzichte van NAP. Hierdoor zijn de gegevens uit deze sondering niet/nauwelijks bruikbaar.

Tabel 1.1 grondparameters

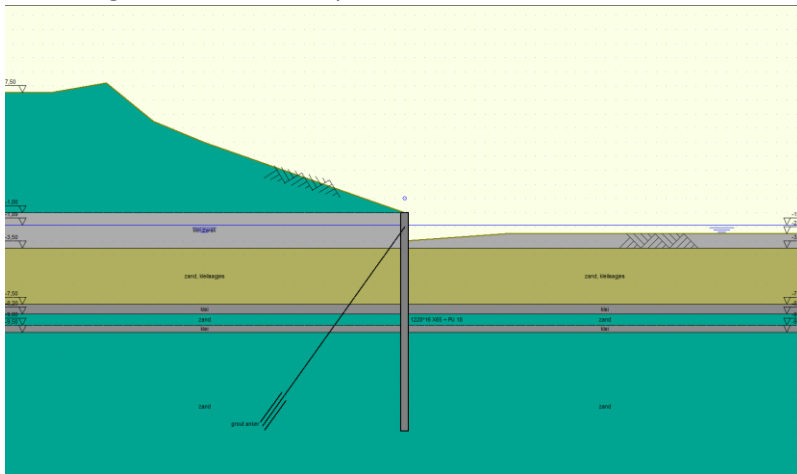
Grondlaag	Niveau [begin van de laag in m tov NAP]	$\gamma_{dr,rep}$ [kN/m ³]	$\gamma_{sat,rep}$ [kN/m ³]	ϕ'_{rep} [°]	c'_{rep} [kPa]
Zand conform [1]	9	18	20	30	0
Klei zwak (conform NEN tabel 2.b)	-1.0	14	14	17.5	0
Zand kleilaagjes conform [1]	-3.5	18	19	27.5	0
Klei (conform NEN tabel 2.b)	-7.5	18	18	17.5	5
Zand conform [1]	-8.2	18	20	30	0
Klei (conform NEN tabel 2.b)	-9.0	18	18	17.5	5
Zand conform [1]	-9.5	18	20	30	0

Fasering:

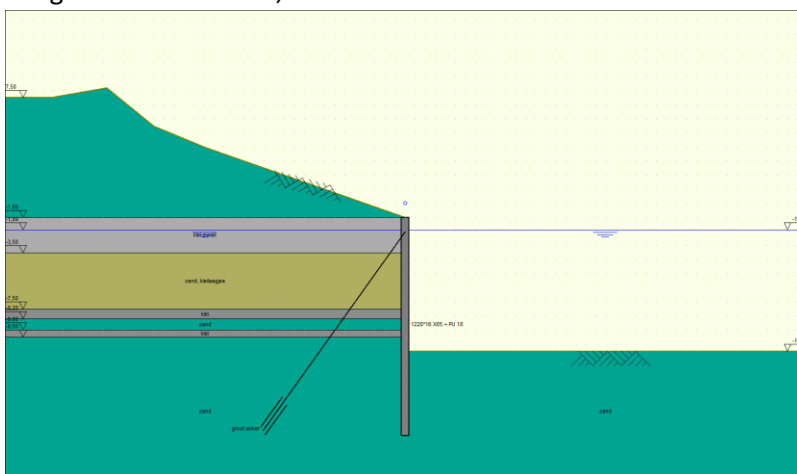
- Aanbrengen combiwand



- Aanbrengen ankers en aanspannen ankers



- Ontgraven tot NAP -10,5 m



Spanning $\sigma = 2618 \cdot 10^6 / 7572 \cdot 10^3 + 1058 \cdot 10^3 / 32900 = 377 \text{ N/mm}^2 \leq 448 \text{ N/mm}^2$
 $377 \text{ N/mm}^2 / 448 \text{ N/mm}^2 = 0,84 < 1,0$ akkoord

Niet alle effecten zijn beschouwd, extra spanning door 2^e orde moment en extra normaalkracht. Er is nog ruim 15% marge op de capaciteit van de damwand voor deze effecten. Daarnaast dient het verticaal draagvermogen nader getoetst te worden.

Doorbuiging:

De maximale doorbuiging van de kerende wand is 20 mm. Toegestaan is 1:100 van de kerende hoogte = 95 mm. De optredende doorbuiging is kleiner dan de toelaatbare doorbuiging.

Ankers:

Voor de ankers is gekozen voor 2 ankers $\varnothing 82,5 \cdot 22,2 \text{ mm}$

Toelaatbare ankerkracht is $2 \times 1908 \text{ kN} = 3816 \text{ kN}$

Ankerniveau NAP -2,0 m

Ankerhoek 45° gemiddeld (spreiding aanhouden)

Voor de voorspankracht is 500 kN/m aangehouden.

De maximale ankerkracht is 1497 kN per meter.

De ankerkracht per stramien is $1497 \times 2,48 = 3712 \text{ kN} \leq 3816 \text{ kN}$ dus akkoord.

Conclusie

Uit bovenstaande berekeningen blijkt dat het mogelijk is om een kerende wand te ontwerpen waarbij de stabiliteit van de primaire waterkering wordt gegarandeerd.

Opgemerkt dient te worden dat de bovenkant van de combiwand onder gemiddeld laag water zit en dus een groot deel van de tijd onder water zit. Voor het aanbrengen van de ankers zijn aanvullende maatregelen nodig tijdens de uitvoering.

Bijlage A;

2 Summary

2.1 Overview per Stage and Test

Stage no.	Verification type	Displacement [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Vertical balance
1	EC7(NL)-Step 6.1		-129,0	-69,3	0,0	24,3	---
1	EC7(NL)-Step 6.2		-105,4	-62,7	0,0	24,3	---
1	EC7(NL)-Step 6.3		-126,3	-71,0	0,0	25,3	---
1	EC7(NL)-Step 6.4		-102,3	-64,4	0,0	25,3	---
1	EC7(NL)-Step 6.5	3,2	-93,8	-66,6	0,0	16,5	---
1	EC7(NL)-Step 6.5 * 1,20		-112,6	-79,9			
2	EC7(NL)-Step 6.3		1839,9	808,0	23,2	23,3	---
2	EC7(NL)-Step 6.4		1633,8	799,6	23,9	24,8	---
2	EC7(NL)-Step 6.5	-19,2	1597,3	790,4	14,9	15,1	---
2	EC7(NL)-Step 6.5 * 1,20		1916,7	948,4			
3	EC7(NL)-Step 6.3		2175,7	815,8	84,5	85,3	---
3	EC7(NL)-Step 6.4		2090,8	772,3	83,9	85,0	---
3	EC7(NL)-Step 6.5	-20,1	1777,9	787,3	40,9	43,1	---
3	EC7(NL)-Step 6.5 * 1,20		2133,5	944,7			
4	EC7(NL)-Step 6.3		2618,8	870,9	97,8	98,0	---
4	EC7(NL)-Step 6.4		2580,0	837,6	97,4	97,7	---
4	EC7(NL)-Step 6.5	-19,6	1956,8	813,6	47,6	49,8	---
4	EC7(NL)-Step 6.5 * 1,20		2348,1	976,3			
Max		-20,1	2618,8	976,3	97,8	98,0	---

2.2 Anchors and Struts

Stage	Verification type	Anchor/strut grout anchor	
		Force [kN]	State
2	Step 6.3	1210,00	Elastic
2	Step 6.4	1210,00	Elastic
2	Step 6.5 * 1,20	1452,00	Elastic
3	Step 6.3	1242,90	Elastic
3	Step 6.4	1182,05	Elastic
3	Step 6.5 * 1,20	1447,29	Elastic
4	Step 6.3	1311,89	Elastic
4	Step 6.4	1264,58	Elastic
4	Step 6.5 * 1,20	1497,05	Elastic
Max		1497,05	

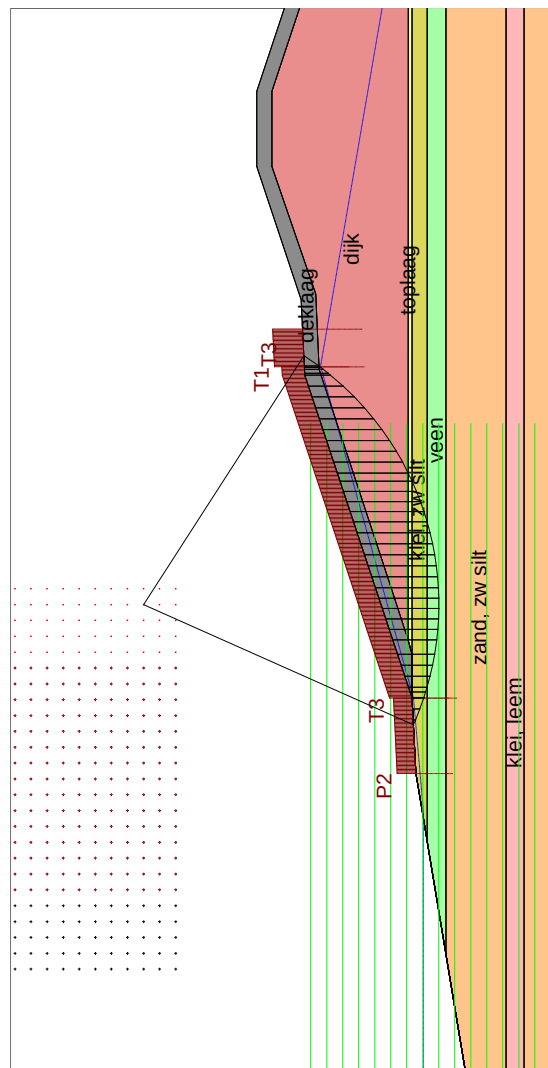
Due to multiplication of the representative value a Force bigger than Yield or Buckling Force may be present

Bijlage 3 Resultaat ontwerp verlegging Westelijke waterkering

Critical Circle Bishop

Materials

- deklaag
- dijk
- toplaag
- klei, zw silt
- veen
- klei, leem
- zand, zw silt



Radius : 19.68 [m]
Safety : 0.96

Xm : 104.21 [m]
Ym : 17.14 [m]

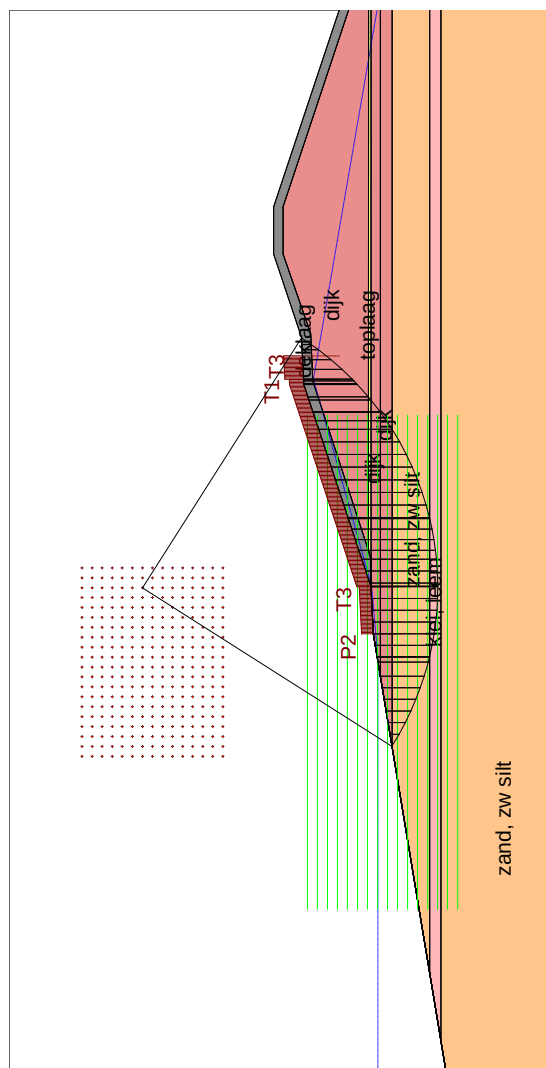
D-Geo Stability 10.1 : Waterkering West midden stbu.stl

LievenseCSO Infra	Tramsingel 2 4814 AB Breda	Phone Fax	date 20-11-2014	drw. EFi
Nieuwe zeesluis Terneuzen Verlegging Westelijke waterkering Stabiliteit buitenwaarts			VNZZ	ctr.
			Annex D	form. A4

Critical Circle Bishop

Materials

- deklaag
- toplaag
- dijk
- klei, leem
- zand, zw silt

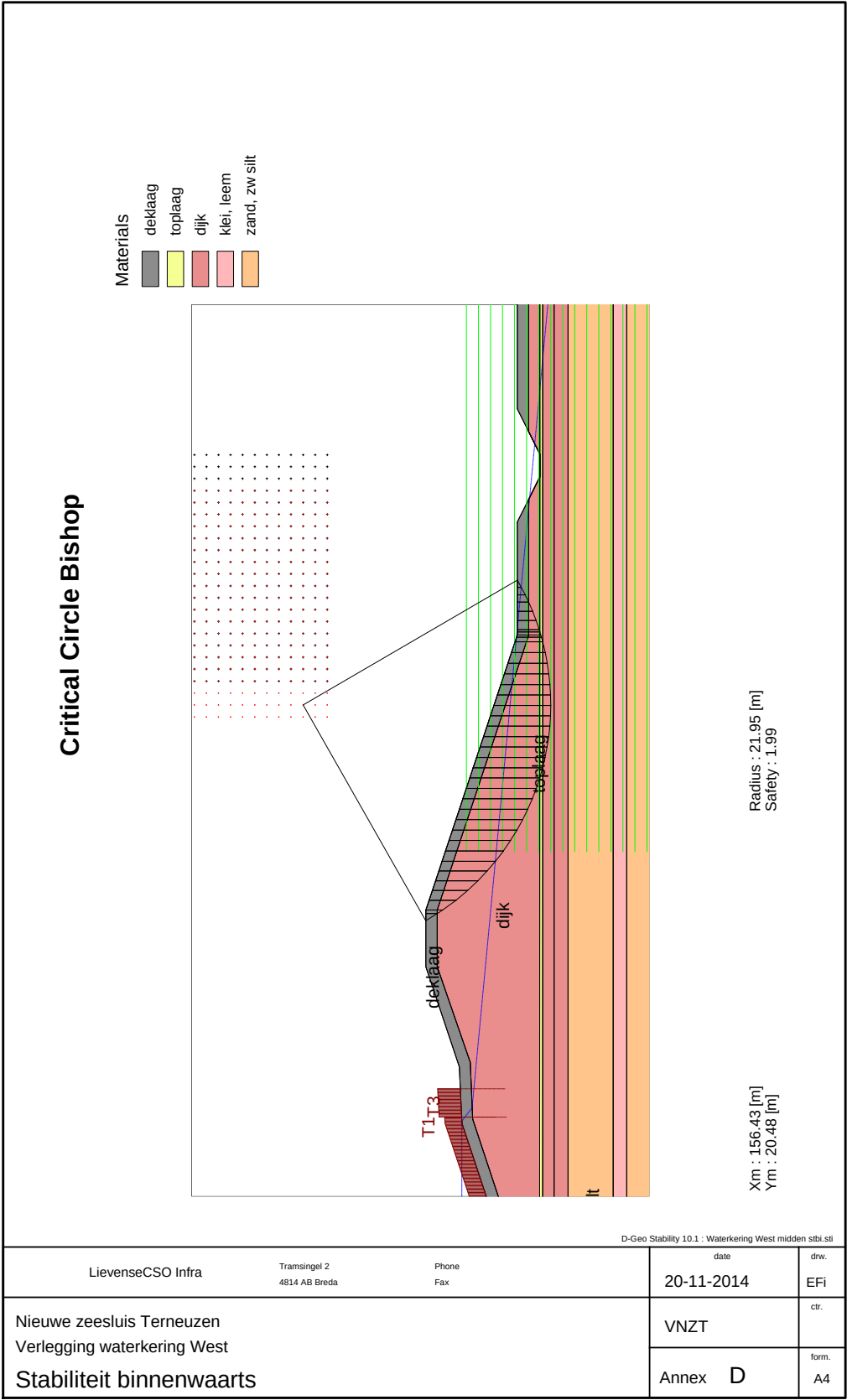


Radius : 31.44 [m]
Safety : 1.52

Xm : 97.90 [m]
Ym : 23.57 [m]

D-Geo Stability 10.1 : Waterkering West midden stbu.s6

LievenseCSO Infra	Tramsingel 2 4814 AB Breda	Phone Fax	date 20-11-2014	drw. EFi
Nieuwe zeeluis Terneuzen Verlegging Westelijke waterkering Stabiliteit buitenwaarts			VNZT	ctr.
			Annex D	form. A4

<

Bijlage 4 Resultaat ontwerp Oostelijke waterkering, met damwand

Report for D-Sheet Piling 14.1

Design of Sheet Piling
Developed by Deltares

Date of report: 8/13/2014
Time of report: 6:46:24 PM

Date of calculation: 8/13/2014
Time of calculation: 5:54:50 PM

Filename: T:\..\hoogwaterveiligheid\Damwand waterkering oost 0

Project identification: Zeesluis Terneuzen
Waterkering oost
Ontwerp damwand

Verification according to NEN-EN 9997+C1:2012

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Summary	4
2.1 Overview per Stage and Test	4
2.2 Anchors and Struts	4
2.3 Overall Stability per Stage	4
3 Input Data for all Stages	5
3.1 General Input Data	5
3.2 Sheet Piling Properties	5
3.3 Calculation Options	5
4 Outline Stage 3: Eindsituatie	7
5 Step 6.3 Stage 3: Eindsituatie	8
5.1 Input Data Left	8
5.1.1 Calculation Method	8
5.1.2 Water Level	8
5.1.3 Surface	8
5.1.4 Soil Material Properties in Profile: bestaand links	8
5.1.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)	8
5.2 Calculated Earth Pressure Coefficients Left	9
5.3 Calculated Force from a layer Left	9
5.4 Input Data Right	9
5.4.1 Calculation Method	9
5.4.2 Water Level	9
5.4.3 Surface	10
5.4.4 Soil Material Properties in Profile: bestaand links	10
5.4.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)	10
5.4.6 Anchors	11
5.4.7 Surcharge Loads	11
5.5 Calculated Earth Pressure Coefficients Right	11
5.6 Calculated Force from a layer Right	12
5.7 Calculation Results	12
5.7.1 Charts of Moments, Forces and Displacements	12
5.7.2 Moments, Forces and Displacements	12
5.7.3 Stresses	13
5.7.4 Soil Collapse	14
5.7.5 Vertical Force Balance	14
5.7.6 Vertical Force Balance Contribution per Layer	15
5.7.7 Anchors/Struts	15
6 Step 6.4 Stage 3: Eindsituatie	16
6.1 Input Data Left	16
6.1.1 Calculation Method	16
6.1.2 Water Level	16
6.1.3 Surface	16
6.1.4 Soil Material Properties in Profile: bestaand links	16
6.1.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)	16
6.2 Calculated Earth Pressure Coefficients Left	17
6.3 Calculated Force from a layer Left	17
6.4 Input Data Right	17
6.4.1 Calculation Method	17
6.4.2 Water Level	17
6.4.3 Surface	18
6.4.4 Soil Material Properties in Profile: bestaand links	18
6.4.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)	18
6.4.6 Anchors	19
6.4.7 Surcharge Loads	19
6.5 Calculated Earth Pressure Coefficients Right	19
6.6 Calculated Force from a layer Right	20
6.7 Calculation Results	20
6.7.1 Charts of Moments, Forces and Displacements	20
6.7.2 Moments, Forces and Displacements	20
6.7.3 Stresses	21
6.7.4 Soil Collapse	22
6.7.5 Vertical Force Balance	22
6.7.6 Vertical Force Balance Contribution per Layer	23
6.7.7 Anchors/Struts	23

6.7.8 Rigid and Spring Supports	23
7 Step 6.5 Stage 3: Eindsituatie	24
7.1 Input Data Left	24
7.1.1 Calculation Method	24
7.1.2 Water Level	24
7.1.3 Surface	24
7.1.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links	24
7.1.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)	24
7.2 Calculated Earth Pressure Coefficients Left	25
7.3 Calculated Force from a layer Left	25
7.4 Input Data Right	25
7.4.1 Calculation Method	25
7.4.2 Water Level	25
7.4.3 Surface	26
7.4.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links	26
7.4.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)	26
7.4.6 Anchors	27
7.4.7 Surcharge Loads	27
7.5 Calculated Earth Pressure Coefficients Right	27
7.6 Calculated Force from a layer Right	27
7.7 Calculation Results	28
7.7.1 Charts of Moments, Forces and Displacements	28
7.7.2 Moments, Forces and Displacements	28
7.7.3 Stresses	29
7.7.4 Soil Collapse	30
7.7.5 Vertical Force Balance	30
7.7.6 Vertical Force Balance Contribution per Layer	31
7.7.7 Anchors/Struts	31

2 Summary

2.1 Overview per Stage and Test

Stage no.	Verification type	Displacement [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Vertical balance
1	Not verified						
2	Not verified						
3	EC7(NL)-Step 6.3		-567.1	-397.0	68.7	74.7	---
3	EC7(NL)-Step 6.4		-544.4	-386.6	71.5	77.3	---
3	EC7(NL)-Step 6.5	-39.6	-341.8	-292.8	45.3	52.6	---
3	EC7(NL)-Step 6.5 * 1.20		-410.2	-351.4			
Max		-39.6	-567.1	-397.0	71.5	77.3	---

2.2 Anchors and Struts

Stage	Verification type	Anchor/strut leganker M72	
		Force [kN]	State
3	Step 6.3	596.64	Elastic
3	Step 6.4	578.69	Elastic
3	Step 6.5 * 1.20	534.29	Elastic
Max		596.64	

Due to multiplication of the representative value a Force bigger than Yield or Buckling Force may be present

2.3 Overall Stability per Stage

Stage name	Stability factor [-]
Eindsituatie	1.18

3 Input Data for all Stages

3.1 General Input Data

Verification according to NEN-EN 9997+C1:2012

Model	Sheet piling
Check vertical balance	Yes
Number of construction stages	3
Unit weight of water	10.25 kN/m ³
Number of curves on spring characteristic	3
Unloading curve on spring characteristic	No

3.2 Sheet Piling Properties

Length	20.60 m
Level top side	4.60 m
Number of sections	1
Pr;max;point	0.00 MPa
Xi factor	0.72

Section name	From [m]	To [m]	Stiffness EI [kNm ² /m']	Acting width [m]
AZ 36 -700*	-16.00	4.60	1.8845E+05	1.00

Section name	From [m]	To [m]	Max. char. moment [kNm/m']	Modification factor [-]	Material factor [-]	Red. factor max. moment [-]	Design moment [kNm/m']
AZ 36 -700*	-16.00	4.60	864.00	1.00	1.00	0.75	648.00

Section name	From [m]	To [m]	Red. factor EI [-]	Note to reduction factor	Corrected stiffness EI [kNm ²]
AZ 36 -700*	-16.00	4.60	0.75		141300.00

Section name	From [m]	To [m]	Height [mm]	Coating area [m ² /m ² wall]	Section area [cm ² /m']
AZ 36 -700*	-16.00	4.60	499.00	1.46	216.00

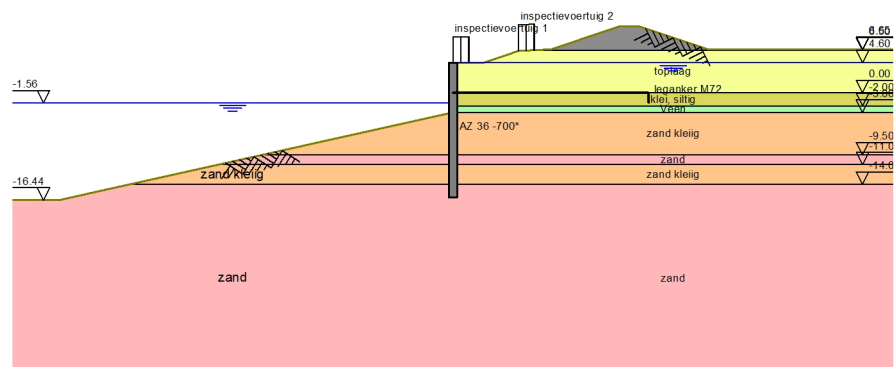
3.3 Calculation Options

First stage represents initial situation	No
Calculation refinement	Coarse
Reduce delta(s) according to CUR	Yes
Verification	EC7 NA NL method B: Partial factors (design values) in verified stage only Eurocode 7 using the factors as described in the National Annex of the Netherlands. It is basically design approach III.
Verification of stage	3: Eindsituatie
Multiplication factor for anchor stiffness	1.000
Used partial factor set	RC 3
Factors on loads	
- Permanent load, unfavourable	1.00
- Permanent load, favourable	1.00
- Variable load, unfavourable	1.25
- Variable load, favourable	0.00
Material factors	
- Cohesion	1.40

- Tangent phi	1.20
- Delta (wall friction angle)	1.20
- Modulus of subgrade reactions	1.30
Geometry modification	
- Increase retaining height	10.00 %
- Maximum increase retaining height	0.50 m
- Reduction in phreatic line on passive side	0.25 m
- Raise in phreatic line on passive side	0.25 m
- Raise in phreatic line on active side	0.05 m
Overall stability factors	
- Cohesion	1.60
- Tangent phi	1.30
- Factor on Unit weight soil	1.00
Vertical balance factors	
- Gamma m:b4	1.20

4 Outline Stage 3: Eindsituatie

Outline - Stage 3: Eindsituatie



5 Step 6.3 Stage 3: Eindsituatie

5.1 Input Data Left

5.1.1 Calculation Method

Calculation method: C, phi, delta

5.1.2 Water Level

Water level: -1.81 [m]

5.1.3 Surface

X [m]	Y [m]
0.00	-3.30
60.48	-16.74

5.1.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links

Layer name	Level [m]	Unit weight		Cohesion [kN/m ²]	Friction angle phi [deg]	Delta friction angle [deg]
		Unsat [kN/m ³]	Sat [kN/m ³]			
dijk	10.50	17.10	19.10	0.00	25.69	17.13
toplaag	6.50	17.00	18.20	0.00	23.01	15.34
klei, siltig	0.00	16.00	17.10	0.00	27.51	9.46
Veen	-2.00	12.00	12.00	1.79	12.59	0.00
zand kleiig	-3.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-9.50	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60
zand kleiig	-11.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-14.00	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60

Layer name	Level [m]	Shell factor [-]	OCR [-]	Grain type
dijk	10.50	1.00	1.00	Fine
toplaag	6.50	1.00	1.00	Fine
klei, siltig	0.00	1.00	1.00	Fine
Veen	-2.00	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-3.00	1.00	1.00	Fine
zand	-9.50	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-11.00	1.00	1.00	Fine
zand	-14.00	1.00	1.00	Fine

Layer name	Level [m]	Earth pressure coefficients			Additional pore pressure	
		Active [-]	Neutral [-]	Passive [-]	Top [kN/m ²]	Bottom [kN/m ²]
dijk	10.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
toplaag	6.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
klei, siltig	0.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
Veen	-2.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-3.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-9.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-11.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-14.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00

5.1.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
toplaag	6.50	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
klei, siltig	0.00	3076.92	3076.92	1538.46	1538.46
Veen	-2.00	1538.46	1538.46	615.38	615.38

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
zand kleiig	-3.00	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
zand	-9.50	30769.23	30769.23	15384.62	15384.62
zand kleiig	-11.00	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
zand	-14.00	30769.23	30769.23	15384.62	15384.62

Layer name	Level [m]	Branch 3	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	3846.15	3846.15
toplaag	6.50	3846.15	3846.15
klei, siltig	0.00	615.38	615.38
Veen	-2.00	384.62	384.62
zand kleiig	-3.00	3846.15	3846.15
zand	-9.50	7692.31	7692.31
zand kleiig	-11.00	3846.15	3846.15
zand	-14.00	7692.31	7692.31

5.2 Calculated Earth Pressure Coefficients Left

Segment number	Level [m]	Horizontal pressure		Fictive earth pressure coefficients		
		Active [kN/m ²]	Passive [kN/m ²]	Ka [-]	Ko [-]	Kp [-]
1	-3.74	0.8	7.9	0.32	0.32	3.05
2	-4.63	2.4	23.7	0.31	0.31	3.03
3	-5.51	4.1	39.5	0.31	0.31	3.03
4	-6.40	5.7	55.3	0.31	0.31	3.03
5	-7.29	7.3	71.1	0.31	0.31	3.03
6	-8.17	9.0	86.9	0.31	0.31	3.03
7	-9.06	10.6	102.7	0.31	0.31	3.03
8	-9.88	10.4	171.3	0.26	0.26	4.34
9	-10.63	12.1	191.0	0.27	0.27	4.21
10	-11.50	16.1	150.8	0.31	0.31	2.94
11	-12.50	17.9	166.1	0.31	0.31	2.91
12	-13.50	19.8	176.3	0.31	0.32	2.80
13	-14.50	18.6	304.8	0.27	0.27	4.36
14	-15.50	20.8	323.3	0.27	0.28	4.15

5.3 Calculated Force from a layer Left

Name	Force
dijk	0.00
toplaag	0.00
klei, siltig	0.00
Veen	0.00
zand kleiig	342.70
zand	271.76
zand kleiig	425.42
zand	256.20

5.4 Input Data Right

5.4.1 Calculation Method

Calculation method: C, phi, delta

5.4.2 Water Level

Water level: 4.60 [m]

5.4.3 Surface

X [m]	Y [m]
0.00	4.60
4.65	4.60
10.05	6.40
15.05	6.65
25.55	10.15
28.55	10.15
39.05	6.65

5.4.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links

Layer name	Level [m]	Unit weight		Cohesion [kN/m ²]	Friction angle phi [deg]	Delta friction angle [deg]
		Unsat [kN/m ³]	Sat [kN/m ³]			
dijk	10.50	17.10	19.10	0.00	25.69	17.13
toplaag	6.50	17.00	18.20	0.00	23.01	15.34
klei, siltig	0.00	16.00	17.10	0.00	27.51	9.46
Veen	-2.00	12.00	12.00	1.79	12.59	0.00
zand kleiig	-3.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-9.50	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60
zand kleiig	-11.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-14.00	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60

Layer name	Level [m]	Shell factor [-]	OCR [-]	Grain type
dijk	10.50	1.00	1.00	Fine
toplaag	6.50	1.00	1.00	Fine
klei, siltig	0.00	1.00	1.00	Fine
Veen	-2.00	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-3.00	1.00	1.00	Fine
zand	-9.50	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-11.00	1.00	1.00	Fine
zand	-14.00	1.00	1.00	Fine

Layer name	Level [m]	Earth pressure coefficients			Additional pore pressure	
		Active [-]	Neutral [-]	Passive [-]	Top [kN/m ²]	Bottom [kN/m ²]
dijk	10.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
toplaag	6.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
klei, siltig	0.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
Veen	-2.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-3.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-9.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-11.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-14.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00

5.4.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
toplaag	6.50	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
klei, siltig	0.00	3076.92	3076.92	1538.46	1538.46
Veen	-2.00	1538.46	1538.46	615.38	615.38
zand kleiig	-3.00	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
zand	-9.50	30769.23	30769.23	15384.62	15384.62
zand kleiig	-11.00	15384.62	15384.62	7692.31	7692.31
zand	-14.00	30769.23	30769.23	15384.62	15384.62

Layer name	Level [m]	Branch 3	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	3846.15	3846.15
toplaag	6.50	3846.15	3846.15
klei, siltig	0.00	615.38	615.38
Veen	-2.00	384.62	384.62
zand kleiig	-3.00	3846.15	3846.15
zand	-9.50	7692.31	7692.31
zand kleiig	-11.00	3846.15	3846.15
zand	-14.00	7692.31	7692.31

5.4.6 Anchors

Name	Level [m]	E-Modulus [kN/m ²]	Cross section [m ² /m']	Length [m]	Angle [deg]	Yield force [kN/m']	Pre-tension. force [kN/m']
leganker M72	0.00	2.100E+08	2.300E-03	30.00	0.00	653.00	n.a.

5.4.7 Surcharge Loads

Name	Distance [m]	Load [kN/m ²]
inspectievoertuig 1	0.00	16.63
	2.50	16.63
inspectievoertuig 2	10.05	16.63
	12.55	16.63

5.5 Calculated Earth Pressure Coefficients Right

Segment number	Level [m]	Horizontal pressure		Fictive earth pressure coefficients		
		Active [kN/m ²]	Passive [kN/m ²]	Ka [-]	Ko [-]	Kp [-]
1	4.22	7.4	55.7	0.38	0.88	2.83
2	3.45	9.7	49.7	0.38	0.75	1.96
3	2.67	12.0	76.6	0.39	0.74	2.51
4	1.91	14.3	113.5	0.40	0.77	3.19
5	1.15	15.6	160.1	0.38	0.79	3.92
6	0.38	15.3	215.1	0.33	0.80	4.62
7	-0.39	13.9	274.7	0.27	0.75	5.25
8	-1.17	13.9	363.1	0.24	0.75	6.26
9	-1.69	14.6	438.8	0.24	0.74	7.09
10	-1.91	15.3	308.1	0.24	0.74	4.85
11	-2.50	39.5	190.3	0.60	0.92	2.90
12	-3.15	28.1	555.9	0.41	0.73	8.14
13	-3.74	29.6	657.5	0.40	0.71	9.00
14	-4.63	27.0	737.3	0.34	0.69	9.19
15	-5.51	31.8	801.5	0.36	0.68	9.16
16	-6.40	34.6	780.4	0.37	0.66	8.23
17	-7.29	36.2	598.8	0.35	0.64	5.87
18	-8.17	39.1	571.0	0.36	0.63	5.22
19	-9.06	41.1	613.1	0.35	0.62	5.26
20	-9.88	36.0	764.9	0.29	0.55	6.17
21	-10.63	38.0	800.8	0.29	0.54	6.09
22	-11.50	59.1	745.9	0.42	0.59	5.35
23	-12.50	61.1	835.5	0.41	0.58	5.67
24	-13.50	61.0	900.3	0.39	0.57	5.79
25	-14.50	50.4	1030.7	0.31	0.51	6.27
26	-15.50	57.1	1046.6	0.33	0.50	6.01

5.6 Calculated Force from a layer Right

Name	Force
dijk	0.00
toplaag	0.00
klei, siltig	28.29
Veen	39.51
zand kleiig	220.49
zand	55.50
zand kleiig	181.18
zand	135.12

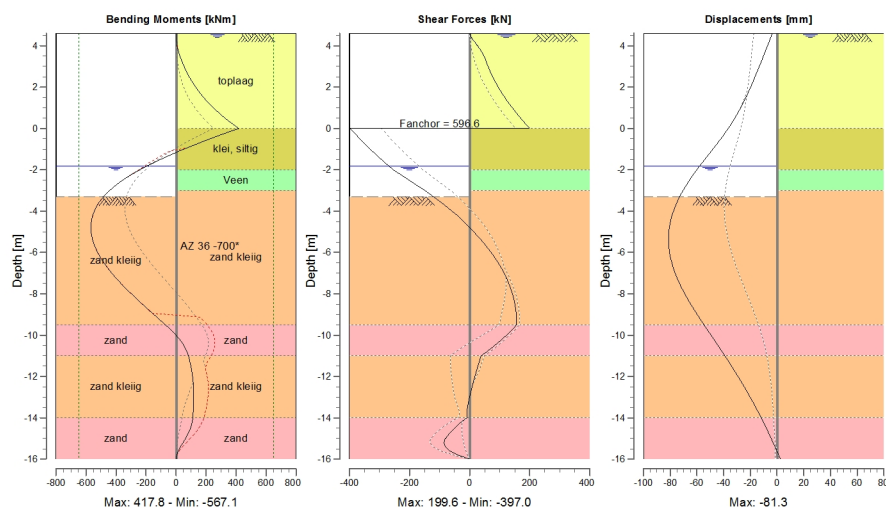
5.7 Calculation Results

Number of iterations: 6

5.7.1 Charts of Moments, Forces and Displacements

Moments/Forces/Displacements - Stage 3: Eindsituatie

Step 6.3 - Partial factor set: RC 3



5.7.2 Moments, Forces and Displacements

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
1	4.60	0.0	0.1	-3.5
1	3.83	11.9	34.8	-8.2
2	3.83	11.9	34.9	-8.2
2	3.06	49.4	59.8	-12.9
3	3.06	49.4	59.6	-12.9
3	2.29	104.2	84.0	-17.9
4	2.29	104.2	84.0	-17.9
4	1.53	180.0	116.0	-23.2
5	1.53	180.0	116.0	-23.2
5	0.76	282.9	154.9	-29.3
6	0.76	282.9	154.9	-29.3
6	0.00	417.8	199.6	-36.6
7	0.00	417.8	-397.0	-36.6
7	-0.78	127.4	-346.2	-45.5

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
8	-0.78	127.4	-346.3	-45.5
8	-1.56	-120.9	-289.3	-54.9
9	-1.56	-120.9	-289.3	-54.9
9	-1.81	-190.8	-269.5	-57.9
10	-1.81	-190.8	-269.5	-57.9
10	-2.00	-240.5	-254.1	-60.1
11	-2.00	-240.5	-254.1	-60.1
11	-3.00	-442.2	-148.9	-70.4
12	-3.00	-442.2	-148.9	-70.4
12	-3.30	-482.6	-120.8	-72.9
13	-3.30	-482.6	-120.7	-72.9
13	-4.19	-554.4	-43.3	-78.6
14	-4.19	-554.4	-43.4	-78.6
14	-5.07	-564.9	17.8	-81.2
15	-5.07	-564.9	17.8	-81.2
15	-5.96	-525.5	69.2	-80.6
16	-5.96	-525.5	69.2	-80.6
16	-6.84	-445.7	109.1	-77.2
17	-6.84	-445.7	109.0	-77.2
17	-7.73	-336.2	136.4	-71.3
18	-7.73	-336.2	136.2	-71.3
18	-8.61	-207.6	152.1	-63.6
19	-8.61	-207.6	152.1	-63.6
19	-9.50	-70.4	155.8	-54.7
20	-9.50	-70.4	155.8	-54.7
20	-10.25	28.0	103.6	-46.9
21	-10.25	28.0	103.6	-46.9
21	-11.00	82.3	38.1	-39.1
22	-11.00	82.3	38.1	-39.1
22	-12.00	109.8	17.3	-29.2
23	-12.00	109.8	17.3	-29.2
23	-13.00	118.1	-0.3	-20.2
24	-13.00	118.1	-0.4	-20.2
24	-14.00	111.6	-9.2	-11.9
25	-14.00	111.6	-9.3	-11.9
25	-15.00	62.5	-80.0	-4.4
26	-15.00	62.7	-81.4	-4.4
26	-16.00	0.0	-0.4	2.6
Max		-564.9	-397.0	-81.2
Max, minor nodes incl.		-567.1	-397.0	-81.3

5.7.3 Stresses

Node number	Level [m]	Left				Right			
		Effective stress [kN/m²]	Water stress [kN/m²]	Stat*	Mob* [%]	Effective stress [kN/m²]	Water stress [kN/m²]	Stat*	Mob* [%]
1	4.60	0.00	0.00	-		0.06	0.00	P	
1	3.83	0.00	0.00	-		42.22	7.89	2	66
2	3.83	0.00	0.00	-		34.29	7.89	2	77
2	3.06	0.00	0.00	-		10.70	15.79	A	
3	3.06	0.00	0.00	-		11.01	15.79	A	
3	2.29	0.00	0.00	-		12.99	23.68	A	
4	2.29	0.00	0.00	-		13.28	23.68	A	
4	1.53	0.00	0.00	-		15.34	31.50	A	
5	1.53	0.00	0.00	-		14.57	31.50	A	
5	0.76	0.00	0.00	-		16.67	39.33	A	
6	0.76	0.00	0.00	-		14.39	39.33	A	
6	0.00	0.00	0.00	-		16.34	47.15	A	
7	0.00	0.00	0.00	-		13.19	47.15	A	
7	-0.78	0.00	0.00	-		14.67	55.15	A	
8	-0.78	0.00	0.00	-		13.24	55.15	A	
8	-1.56	0.00	0.00	-		14.64	63.14	A	
9	-1.56	0.00	0.00	-		14.42	63.14	A	
9	-1.81	0.00	0.00	-		14.87	65.70	A	
10	-1.81	0.00	0.00	-		15.09	65.70	A	

Node number	Level [m]	Left				Right			
		Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob*	Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob*
10	-2.00	0.00	1.95	-		15.44	67.65	A	
11	-2.00	0.00	1.95	-		38.69	67.65	A	
11	-3.00	0.00	12.20	-		40.35	77.90	A	
12	-3.00	0.00	12.20	-		27.61	77.90	A	
12	-3.30	0.00	15.27	-		28.60	80.98	A	
13	-3.30	0.00	15.27	P		28.12	80.98	A	
13	-4.19	15.87	24.35	P		31.02	90.05	A	
14	-4.19	15.78	24.35	P		25.81	90.05	A	
14	-5.07	31.60	33.43	P		28.24	99.13	A	
15	-5.07	31.58	33.43	P		30.48	99.13	A	
15	-5.96	47.38	42.51	P		33.12	108.21	A	
16	-5.96	47.38	42.51	P		33.32	108.21	A	
16	-6.84	63.18	51.59	P		35.98	117.29	A	
17	-6.84	63.17	51.59	P		34.93	117.29	A	
17	-7.73	78.97	60.67	P		37.51	126.37	A	
18	-7.73	78.96	60.67	P		37.78	126.37	A	
18	-8.61	94.76	69.74	P		40.37	135.45	A	
19	-8.61	94.75	69.74	P		39.81	135.45	A	
19	-9.50	110.56	78.82	P		42.36	144.53	A	
20	-9.50	158.45	78.82	P		34.93	144.53	A	
20	-10.25	184.16	86.51	P		37.14	152.21	A	
21	-10.25	178.57	86.51	P		36.87	152.21	A	
21	-11.00	203.51	94.20	P		39.06	159.90	A	
22	-11.00	142.17	94.20	P		57.41	159.90	A	
22	-12.00	145.79	104.45	3	91	60.82	170.15	A	
23	-12.00	144.46	104.45	3	92	59.41	170.15	A	
23	-13.00	144.40	114.70	3	83	62.72	180.40	A	
24	-13.00	140.03	114.70	3	83	59.45	180.40	A	
24	-14.00	124.45	124.95	2	67	62.56	190.65	A	
25	-14.00	212.43	124.95	2	74	48.89	190.65	A	
25	-15.00	162.12	135.20	2	50	51.92	200.90	A	
26	-15.00	156.92	135.20	2	51	55.49	200.90	A	
26	-16.00	21.84	145.45	A		164.01	211.15	1	15

*

Stat Status (A=active, P=passive, Number is branche, 0 is unloading)

Mob Percentage passive mobilized

5.7.4 Soil Collapse

Horizontal soil pressure	Left [kN]	Right [kN]
Effective	1296.1	751.3
Water	1032.0	2174.9
Total	2328.0	2926.1

Considered as passive side	Left
Maximum passive effective resistance	1735.81 kN
Mobilized passive effective resistance	1296.08 kN
Percentage mobilized resistance	74.7 %
Position single support	0.00 m
Maximum passive moment	20971.75 kNm
Mobilized passive moment	14414.92 kNm
Percentage mobilized moment	68.7 %

5.7.5 Vertical Force Balance

Xi factor	0.72
Partial material factor	1.20
Maximum point resistance	0.00 [MPa]
A maximum point resistance of zero results in a vertical toe capacity of zero	

Vertical force balance unplugged	Force [kN]
Vertical force active	-239.89
Vertical force passive	464.12
Resulting vertical force (no dead weight)	224.23
Vertical toe capacity $F_{toe;d}$	0.00
Resultant goes up	

Vertical force balance plugged	Force [kN]
Vertical force active	-239.89
Vertical force passive	464.12
Resulting vertical force (no dead weight)	224.23
Vertical toe capacity $F_{toe;d}$	0.00
Resultant goes up	

5.7.6 Vertical Force Balance Contribution per Layer

Left			Right		
Level [m]	Layer name	Contribution [kN]	Level [m]	Layer name	Contribution [kN]
-3.30	zand kleiig	117.41	4.60	toplaag	-25.01
-9.50	zand	103.44	0.00	klei, siltig	-4.71
-11.00	zand kleiig	145.75	-2.00	Veen	0.00
-14.00	zand	97.52	-3.00	zand kleiig	-75.54
			-9.50	zand	-21.13
			-11.00	zand kleiig	-62.07
			-14.00	zand	-51.43

5.7.7 Anchors/Struts

Anchor/strut name	Level [m]	E-Modulus [kN/m ²]	Force [kN]	State	Side	Type
leganker M72	0.00	2.100E+08	596.64	Elastic	Right	Anchor

6 Step 6.4 Stage 3: Eindsituatie

6.1 Input Data Left

6.1.1 Calculation Method

Calculation method: C, phi, delta

6.1.2 Water Level

Water level: -1.81 [m]

6.1.3 Surface

X [m]	Y [m]
0.00	-3.30
60.48	-16.74

6.1.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links

Layer name	Level [m]	Unit weight		Cohesion [kN/m²]	Friction angle phi [deg]	Delta friction angle [deg]
		Unsat [kN/m³]	Sat [kN/m³]			
dijk	10.50	17.10	19.10	0.00	25.69	17.13
toplaag	6.50	17.00	18.20	0.00	23.01	15.34
klei, siltig	0.00	16.00	17.10	0.00	27.51	9.46
Veen	-2.00	12.00	12.00	1.79	12.59	0.00
zand kleiig	-3.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-9.50	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60
zand kleiig	-11.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-14.00	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60

Layer name	Level [m]	Shell factor [-]	OCR [-]	Grain type
dijk	10.50	1.00	1.00	Fine
toplaag	6.50	1.00	1.00	Fine
klei, siltig	0.00	1.00	1.00	Fine
Veen	-2.00	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-3.00	1.00	1.00	Fine
zand	-9.50	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-11.00	1.00	1.00	Fine
zand	-14.00	1.00	1.00	Fine

Layer name	Level [m]	Earth pressure coefficients			Additional pore pressure	
		Active [-]	Neutral [-]	Passive [-]	Top [kN/m²]	Bottom [kN/m²]
dijk	10.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
toplaag	6.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
klei, siltig	0.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
Veen	-2.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-3.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-9.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-11.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-14.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00

6.1.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m³]	Bottom [kN/m³]	Top [kN/m³]	Bottom [kN/m³]
dijk	10.50	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
toplaag	6.50	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
klei, siltig	0.00	9000.00	9000.00	4500.00	4500.00
Veen	-2.00	4500.00	4500.00	1800.00	1800.00

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
zand kleiig	-3.00	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
zand	-9.50	90000.00	90000.00	45000.00	45000.00
zand kleiig	-11.00	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
zand	-14.00	90000.00	90000.00	45000.00	45000.00

Layer name	Level [m]	Branch 3	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	11250.00	11250.00
toplaag	6.50	11250.00	11250.00
klei, siltig	0.00	1800.00	1800.00
Veen	-2.00	1125.00	1125.00
zand kleiig	-3.00	11250.00	11250.00
zand	-9.50	22500.00	22500.00
zand kleiig	-11.00	11250.00	11250.00
zand	-14.00	22500.00	22500.00

6.2 Calculated Earth Pressure Coefficients Left

Segment number	Level [m]	Horizontal pressure		Fictive earth pressure coefficients		
		Active [kN/m ²]	Passive [kN/m ²]	Ka [-]	Ko [-]	Kp [-]
1	-3.74	0.8	7.9	0.32	0.32	3.05
2	-4.63	2.4	23.7	0.31	0.31	3.03
3	-5.51	4.1	39.5	0.31	0.31	3.03
4	-6.40	5.7	55.3	0.31	0.31	3.03
5	-7.29	7.3	71.1	0.31	0.31	3.03
6	-8.17	9.0	86.9	0.31	0.31	3.03
7	-9.06	10.6	102.7	0.31	0.31	3.03
8	-9.88	10.4	171.3	0.26	0.26	4.34
9	-10.63	12.1	191.0	0.27	0.27	4.21
10	-11.50	16.1	150.8	0.31	0.31	2.94
11	-12.50	17.9	166.1	0.31	0.31	2.91
12	-13.50	19.8	176.3	0.31	0.32	2.80
13	-14.50	18.6	304.8	0.27	0.27	4.36
14	-15.50	20.8	323.3	0.27	0.28	4.15

6.3 Calculated Force from a layer Left

Name	Force
dijk	0.00
toplaag	0.00
klei, siltig	0.00
Veen	0.00
zand kleiig	342.70
zand	271.76
zand kleiig	464.59
zand	262.72

6.4 Input Data Right

6.4.1 Calculation Method

Calculation method: C, phi, delta

6.4.2 Water Level

Water level: 4.60 [m]

6.4.3 Surface

X [m]	Y [m]
0.00	4.60
4.65	4.60
10.05	6.40
15.05	6.65
25.55	10.15
28.55	10.15
39.05	6.65

6.4.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links

Layer name	Level [m]	Unit weight		Cohesion [kN/m ²]	Friction angle phi [deg]	Delta friction angle [deg]
		Unsat [kN/m ³]	Sat [kN/m ³]			
dijk	10.50	17.10	19.10	0.00	25.69	17.13
toplaag	6.50	17.00	18.20	0.00	23.01	15.34
klei, siltig	0.00	16.00	17.10	0.00	27.51	9.46
Veen	-2.00	12.00	12.00	1.79	12.59	0.00
zand kleiig	-3.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-9.50	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60
zand kleiig	-11.00	16.00	17.10	0.00	27.51	18.91
zand	-14.00	17.10	19.10	0.00	32.13	16.60

Layer name	Level [m]	Shell factor [-]	OCR [-]	Grain type
dijk	10.50	1.00	1.00	Fine
toplaag	6.50	1.00	1.00	Fine
klei, siltig	0.00	1.00	1.00	Fine
Veen	-2.00	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-3.00	1.00	1.00	Fine
zand	-9.50	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-11.00	1.00	1.00	Fine
zand	-14.00	1.00	1.00	Fine

Layer name	Level [m]	Earth pressure coefficients			Additional pore pressure	
		Active [-]	Neutral [-]	Passive [-]	Top [kN/m ²]	Bottom [kN/m ²]
dijk	10.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
toplaag	6.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
klei, siltig	0.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
Veen	-2.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-3.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-9.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-11.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-14.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00

6.4.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
toplaag	6.50	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
klei, siltig	0.00	9000.00	9000.00	4500.00	4500.00
Veen	-2.00	4500.00	4500.00	1800.00	1800.00
zand kleiig	-3.00	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
zand	-9.50	90000.00	90000.00	45000.00	45000.00
zand kleiig	-11.00	45000.00	45000.00	22500.00	22500.00
zand	-14.00	90000.00	90000.00	45000.00	45000.00

Layer name	Level [m]	Branch 3	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	11250.00	11250.00
toplaag	6.50	11250.00	11250.00
klei, siltig	0.00	1800.00	1800.00
Veen	-2.00	1125.00	1125.00
zand kleiig	-3.00	11250.00	11250.00
zand	-9.50	22500.00	22500.00
zand kleiig	-11.00	11250.00	11250.00
zand	-14.00	22500.00	22500.00

6.4.6 Anchors

Name	Level [m]	E-Modulus [kN/m ²]	Cross section [m ² /m']	Length [m]	Angle [deg]	Yield force [kN/m']	Pre-tension. force [kN/m']
leganker M72	0.00	2.100E+08	2.300E-03	30.00	0.00	653.00	n.a.

6.4.7 Surcharge Loads

Name	Distance [m]	Load [kN/m ²]
inspectievoertuig 1	0.00	16.63
	2.50	16.63
inspectievoertuig 2	10.05	16.63
	12.55	16.63

6.5 Calculated Earth Pressure Coefficients Right

Segment number	Level [m]	Horizontal pressure		Fictive earth pressure coefficients		
		Active [kN/m ²]	Passive [kN/m ²]	Ka [-]	Ko [-]	Kp [-]
1	4.22	7.4	55.7	0.38	0.88	2.83
2	3.45	9.7	49.7	0.38	0.75	1.96
3	2.67	12.0	76.6	0.39	0.74	2.51
4	1.91	14.3	113.5	0.40	0.77	3.19
5	1.15	15.6	160.1	0.38	0.79	3.92
6	0.38	15.3	215.1	0.33	0.80	4.62
7	-0.39	13.9	274.7	0.27	0.75	5.25
8	-1.17	13.9	363.1	0.24	0.75	6.26
9	-1.69	14.6	438.8	0.24	0.74	7.09
10	-1.91	15.3	308.1	0.24	0.74	4.85
11	-2.50	39.5	190.3	0.60	0.92	2.90
12	-3.15	28.1	555.9	0.41	0.73	8.14
13	-3.74	29.6	657.5	0.40	0.71	9.00
14	-4.63	27.0	737.3	0.34	0.69	9.19
15	-5.51	31.8	801.5	0.36	0.68	9.16
16	-6.40	34.6	780.4	0.37	0.66	8.23
17	-7.29	36.2	598.8	0.35	0.64	5.87
18	-8.17	39.1	571.0	0.36	0.63	5.22
19	-9.06	41.1	613.1	0.35	0.62	5.26
20	-9.88	36.0	764.9	0.29	0.55	6.17
21	-10.63	38.0	800.8	0.29	0.54	6.09
22	-11.50	59.1	745.9	0.42	0.59	5.35
23	-12.50	61.1	835.5	0.41	0.58	5.67
24	-13.50	61.0	900.3	0.39	0.57	5.79
25	-14.50	50.4	1030.7	0.31	0.51	6.27
26	-15.50	57.1	1046.6	0.33	0.50	6.01

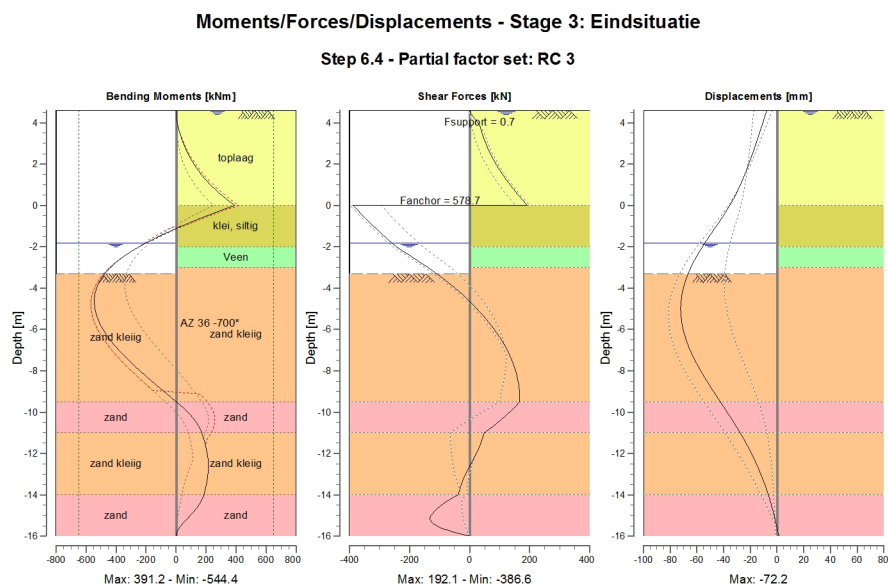
6.6 Calculated Force from a layer Right

Name	Force
dijk	0.00
toplaag	0.00
klei, siltig	28.29
Veen	39.51
zand kleiig	220.49
zand	55.50
zand kleiig	181.18
zand	171.49

6.7 Calculation Results

Number of iterations: 16

6.7.1 Charts of Moments, Forces and Displacements



6.7.2 Moments, Forces and Displacements

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
1	4.60	0.0	0.2	-7.7
1	3.83	12.6	34.4	-11.5
2	3.83	12.7	34.4	-11.5
2	3.06	45.9	52.1	-15.5
3	3.06	45.9	52.1	-15.5
3	2.29	94.9	76.5	-19.6
4	2.29	94.9	76.5	-19.6
4	1.53	165.0	108.5	-24.0
5	1.53	165.0	108.5	-24.0
5	0.76	262.1	147.4	-29.2
6	0.76	262.1	147.4	-29.2
6	0.00	391.2	192.1	-35.4
7	0.00	391.2	-386.6	-35.4
7	-0.78	109.0	-335.8	-43.2

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
8	-0.78	109.0	-335.8	-43.2
8	-1.56	-131.1	-278.8	-51.4
9	-1.56	-131.1	-278.8	-51.4
9	-1.81	-198.4	-259.0	-54.0
10	-1.81	-198.4	-259.0	-54.0
10	-2.00	-246.1	-243.7	-55.9
11	-2.00	-246.1	-243.7	-55.9
11	-3.00	-437.3	-138.5	-64.6
12	-3.00	-437.3	-138.5	-64.6
12	-3.30	-474.7	-110.3	-66.6
13	-3.30	-474.7	-110.3	-66.6
13	-4.19	-537.2	-32.9	-70.9
14	-4.19	-537.2	-32.9	-70.9
14	-5.07	-538.4	28.2	-72.2
15	-5.07	-538.4	28.2	-72.2
15	-5.96	-489.8	79.6	-70.5
16	-5.96	-489.8	79.6	-70.5
16	-6.84	-400.8	119.5	-66.1
17	-6.84	-400.7	119.5	-66.1
17	-7.73	-282.0	146.8	-59.6
18	-7.73	-282.0	146.7	-59.6
18	-8.61	-144.2	162.6	-51.4
19	-8.61	-144.2	162.6	-51.4
19	-9.50	2.3	166.2	-42.5
20	-9.50	2.3	166.2	-42.5
20	-10.25	108.6	114.1	-34.9
21	-10.25	108.6	114.1	-34.9
21	-11.00	170.6	48.6	-27.7
22	-11.00	170.6	48.6	-27.7
22	-12.00	207.3	22.5	-19.2
23	-12.00	207.3	22.4	-19.2
23	-13.00	211.8	-13.5	-12.2
24	-13.00	211.8	-13.6	-12.2
24	-14.00	184.9	-37.9	-6.6
25	-14.00	184.9	-38.7	-6.6
25	-15.00	94.7	-127.9	-2.3
26	-15.00	94.8	-130.0	-2.3
26	-16.00	-0.1	-0.5	1.4
Max		-538.4	-386.6	-72.2
Max, minor nodes incl.		-544.4	-386.6	-72.2

6.7.3 Stresses

Node number	Level [m]	Left				Right			
		Effective stress [kN/m²]	Water stress [kN/m²]	Stat*	Mob* [%]	Effective stress [kN/m²]	Water stress [kN/m²]	Stat*	Mob* [%]
1	4.60	0.00	0.00	-		0.06	0.00	P	
1	3.83	0.00	0.00	-		27.10	7.89	1	42
2	3.83	0.00	0.00	-		22.74	7.89	2	51
2	3.06	0.00	0.00	-		10.70	15.79	A	
3	3.06	0.00	0.00	-		11.01	15.79	A	
3	2.29	0.00	0.00	-		12.99	23.68	A	
4	2.29	0.00	0.00	-		13.28	23.68	A	
4	1.53	0.00	0.00	-		15.34	31.50	A	
5	1.53	0.00	0.00	-		14.57	31.50	A	
5	0.76	0.00	0.00	-		16.67	39.33	A	
6	0.76	0.00	0.00	-		14.39	39.33	A	
6	0.00	0.00	0.00	-		16.34	47.15	A	
7	0.00	0.00	0.00	-		13.19	47.15	A	
7	-0.78	0.00	0.00	-		14.67	55.15	A	
8	-0.78	0.00	0.00	-		13.24	55.15	A	
8	-1.56	0.00	0.00	-		14.64	63.14	A	
9	-1.56	0.00	0.00	-		14.42	63.14	A	
9	-1.81	0.00	0.00	-		14.87	65.70	A	
10	-1.81	0.00	0.00	-		15.09	65.70	A	

Node number	Level [m]	Left				Right			
		Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob*	Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob*
10	-2.00	0.00	1.95	-		15.44	67.65	A	
11	-2.00	0.00	1.95	-		38.69	67.65	A	
11	-3.00	0.00	12.20	-		40.35	77.90	A	
12	-3.00	0.00	12.20	-		27.61	77.90	A	
12	-3.30	0.00	15.27	-		28.60	80.98	A	
13	-3.30	0.00	15.27	P		28.12	80.98	A	
13	-4.19	15.87	24.35	P		31.02	90.05	A	
14	-4.19	15.78	24.35	P		25.81	90.05	A	
14	-5.07	31.60	33.43	P		28.24	99.13	A	
15	-5.07	31.58	33.43	P		30.48	99.13	A	
15	-5.96	47.38	42.51	P		33.12	108.21	A	
16	-5.96	47.38	42.51	P		33.32	108.21	A	
16	-6.84	63.18	51.59	P		35.98	117.29	A	
17	-6.84	63.17	51.59	P		34.93	117.29	A	
17	-7.73	78.97	60.67	P		37.51	126.37	A	
18	-7.73	78.96	60.67	P		37.78	126.37	A	
18	-8.61	94.76	69.74	P		40.37	135.45	A	
19	-8.61	94.75	69.74	P		39.81	135.45	A	
19	-9.50	110.56	78.82	P		42.36	144.53	A	
20	-9.50	158.45	78.82	P		34.93	144.53	A	
20	-10.25	184.16	86.51	P		37.14	152.21	A	
21	-10.25	178.57	86.51	P		36.87	152.21	A	
21	-11.00	203.51	94.20	P		39.06	159.90	A	
22	-11.00	142.17	94.20	P		57.41	159.90	A	
22	-12.00	159.52	104.45	P		60.82	170.15	A	
23	-12.00	157.53	104.45	P		59.41	170.15	A	
23	-13.00	160.73	114.70	3	92	62.72	180.40	A	
24	-13.00	156.35	114.70	3	93	59.45	180.40	A	
24	-14.00	145.18	124.95	2	79	62.56	190.65	A	
25	-14.00	237.34	124.95	3	83	48.89	190.65	A	
25	-15.00	164.29	135.20	2	51	51.92	200.90	A	
26	-15.00	159.09	135.20	2	52	55.49	200.90	A	
26	-16.00	21.84	145.45	A		253.65	211.15	1	24

*

Stat Status (A=active, P=passive, Number is branche, 0 is unloading)

Mob Percentage passive mobilized

6.7.4 Soil Collapse

Horizontal soil pressure	Left [kN]	Right [kN]
Effective	1341.8	780.0
Water	1032.0	2174.9
Total	2373.7	2954.9

Considered as passive side	Left
Maximum passive effective resistance	1735.81 kN
Mobilized passive effective resistance	1341.76 kN
Percentage mobilized resistance	77.3 %
Position single support	0.00 m
Maximum passive moment	20971.75 kNm
Mobilized passive moment	14997.92 kNm
Percentage mobilized moment	71.5 %

6.7.5 Vertical Force Balance

Xi factor	0.72
Partial material factor	1.20
Maximum point resistance	0.00 [MPa]
A maximum point resistance of zero results in a vertical toe capacity of zero	

Vertical force balance unplugged	Force [kN]
Vertical force active	-251.65
Vertical force passive	480.02
Resulting vertical force (no dead weight)	228.37
Vertical toe capacity $F_{toe;d}$	0.00
Resultant goes up	

Vertical force balance plugged	Force [kN]
Vertical force active	-251.65
Vertical force passive	480.02
Resulting vertical force (no dead weight)	228.37
Vertical toe capacity $F_{toe;d}$	0.00
Resultant goes up	

6.7.6 Vertical Force Balance Contribution per Layer

Left			Right		
Level [m]	Layer name	Contribution [kN]	Level [m]	Layer name	Contribution [kN]
-3.30	zand kleiig	117.41	4.60	toplaag	-22.92
-9.50	zand	103.44	0.00	klei, siltig	-4.71
-11.00	zand kleiig	159.16	-2.00	Veen	0.00
-14.00	zand	100.00	-3.00	zand kleiig	-75.54
			-9.50	zand	-21.13
			-11.00	zand kleiig	-62.07
			-14.00	zand	-65.28

6.7.7 Anchors/Struts

Anchor/strut name	Level [m]	E-Modulus [kN/m ²]	Force [kN]	State	Side	Type
leganker M72	0.00	2.100E+08	578.69	Elastic	Right	Anchor

6.7.8 Rigid and Spring Supports

Node number	Level [m]	Force [kN]	Moment [kNm]
2	3.83	0.68	0.05
3	3.06	0.02	-0.01

7 Step 6.5 Stage 3: Eindsituatie

7.1 Input Data Left

7.1.1 Calculation Method

Calculation method: C, phi, delta

7.1.2 Water Level

Water level: -1.56 [m]

7.1.3 Surface

X [m]	Y [m]
0.00	-3.00
60.48	-16.44

7.1.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links

Layer name	Level [m]	Unit weight		Cohesion [kN/m ²]	Friction angle phi [deg]	Delta friction angle [deg]
		Unsat [kN/m ³]	Sat [kN/m ³]			
dijk	10.50	17.10	19.10	0.00	30.00	20.00
toplaag	6.50	17.00	18.20	0.00	27.00	18.00
klei, siltig	0.00	16.00	17.10	0.00	32.00	11.00
Veen	-2.00	12.00	12.00	2.50	15.00	0.00
zand kleiig	-3.00	16.00	17.10	0.00	32.00	16.60
zand	-9.50	17.10	19.10	0.00	37.00	17.20
zand kleiig	-11.00	16.00	17.10	0.00	32.00	16.60
zand	-14.00	17.10	19.10	0.00	37.00	17.20

Layer name	Level [m]	Shell factor [-]	OCR [-]	Grain type
dijk	10.50	1.00	1.00	Fine
toplaag	6.50	1.00	1.00	Fine
klei, siltig	0.00	1.00	1.00	Fine
Veen	-2.00	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-3.00	1.00	1.00	Fine
zand	-9.50	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-11.00	1.00	1.00	Fine
zand	-14.00	1.00	1.00	Fine

Layer name	Level [m]	Earth pressure coefficients			Additional pore pressure	
		Active [-]	Neutral [-]	Passive [-]	Top [kN/m ²]	Bottom [kN/m ²]
dijk	10.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
toplaag	6.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
klei, siltig	0.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
Veen	-2.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-3.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-9.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-11.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-14.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00

7.1.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
toplaag	6.50	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
klei, siltig	0.00	4000.00	4000.00	2000.00	2000.00
Veen	-2.00	2000.00	2000.00	800.00	800.00

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
zand kleiig	-3.00	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
zand	-9.50	40000.00	40000.00	20000.00	20000.00
zand kleiig	-11.00	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
zand	-14.00	40000.00	40000.00	20000.00	20000.00

Layer name	Level [m]	Branch 3	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	5000.00	5000.00
toplaag	6.50	5000.00	5000.00
klei, siltig	0.00	800.00	800.00
Veen	-2.00	500.00	500.00
zand kleiig	-3.00	5000.00	5000.00
zand	-9.50	10000.00	10000.00
zand kleiig	-11.00	5000.00	5000.00
zand	-14.00	10000.00	10000.00

7.2 Calculated Earth Pressure Coefficients Left

Segment number	Level [m]	Horizontal pressure		Fictive earth pressure coefficients		
		Active [kN/m ²]	Passive [kN/m ²]	Ka [-]	Ko [-]	Kp [-]
1	-3.46	0.7	9.8	0.28	0.28	3.61
2	-4.39	2.2	29.4	0.27	0.27	3.59
3	-5.32	3.7	49.0	0.27	0.27	3.59
4	-6.25	5.2	68.6	0.27	0.27	3.59
5	-7.18	6.7	88.2	0.27	0.27	3.59
6	-8.11	8.2	107.8	0.27	0.27	3.59
7	-9.04	9.7	127.5	0.27	0.27	3.59
8	-9.88	9.0	246.3	0.22	0.22	5.98
9	-10.63	10.4	271.5	0.22	0.22	5.76
10	-11.50	14.5	164.8	0.27	0.27	3.11
11	-12.50	16.1	185.9	0.27	0.27	3.15
12	-13.50	17.7	209.8	0.27	0.27	3.24
13	-14.50	15.8	429.7	0.22	0.22	5.99
14	-15.50	17.5	448.7	0.22	0.22	5.63

7.3 Calculated Force from a layer Left

Name	Force
dijk	0.00
toplaag	0.00
klei, siltig	0.00
Veen	0.00
zand kleiig	431.63
zand	302.75
zand kleiig	272.87
zand	189.06

7.4 Input Data Right

7.4.1 Calculation Method

Calculation method: C, phi, delta

7.4.2 Water Level

Water level: 4.60 [m]

7.4.3 Surface

X [m]	Y [m]
0.00	4.60
4.65	4.60
10.05	6.40
15.05	6.65
25.55	10.15
28.55	10.15
39.05	6.65

7.4.4 Soil Material Properties in Profile: bestand links

Layer name	Level [m]	Unit weight		Cohesion [kN/m ²]	Friction angle phi [deg]	Delta friction angle [deg]
		Unsat [kN/m ³]	Sat [kN/m ³]			
dijk	10.50	17.10	19.10	0.00	30.00	20.00
toplaag	6.50	17.00	18.20	0.00	27.00	18.00
klei, siltig	0.00	16.00	17.10	0.00	32.00	11.00
Veen	-2.00	12.00	12.00	2.50	15.00	0.00
zand kleiig	-3.00	16.00	17.10	0.00	32.00	16.60
zand	-9.50	17.10	19.10	0.00	37.00	17.20
zand kleiig	-11.00	16.00	17.10	0.00	32.00	16.60
zand	-14.00	17.10	19.10	0.00	37.00	17.20

Layer name	Level [m]	Shell factor [-]	OCR [-]	Grain type
dijk	10.50	1.00	1.00	Fine
toplaag	6.50	1.00	1.00	Fine
klei, siltig	0.00	1.00	1.00	Fine
Veen	-2.00	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-3.00	1.00	1.00	Fine
zand	-9.50	1.00	1.00	Fine
zand kleiig	-11.00	1.00	1.00	Fine
zand	-14.00	1.00	1.00	Fine

Layer name	Level [m]	Earth pressure coefficients			Additional pore pressure	
		Active [-]	Neutral [-]	Passive [-]	Top [kN/m ²]	Bottom [kN/m ²]
dijk	10.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
toplaag	6.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
klei, siltig	0.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
Veen	-2.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-3.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-9.50	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand kleiig	-11.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00
zand	-14.00	n.a.	n.a.	n.a.	0.00	0.00

7.4.5 Modulus of Subgrade Reaction (Secant)

Layer name	Level [m]	Branch 1		Branch 2	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]	Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
toplaag	6.50	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
klei, siltig	0.00	4000.00	4000.00	2000.00	2000.00
Veen	-2.00	2000.00	2000.00	800.00	800.00
zand kleiig	-3.00	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
zand	-9.50	40000.00	40000.00	20000.00	20000.00
zand kleiig	-11.00	20000.00	20000.00	10000.00	10000.00
zand	-14.00	40000.00	40000.00	20000.00	20000.00

Layer name	Level [m]	Branch 3	
		Top [kN/m ³]	Bottom [kN/m ³]
dijk	10.50	5000.00	5000.00
toplaag	6.50	5000.00	5000.00
klei, siltig	0.00	800.00	800.00
Veen	-2.00	500.00	500.00
zand kleiig	-3.00	5000.00	5000.00
zand	-9.50	10000.00	10000.00
zand kleiig	-11.00	5000.00	5000.00
zand	-14.00	10000.00	10000.00

7.4.6 Anchors

Name	Level [m]	E-Modulus [kN/m ²]	Cross section [m ² /m']	Length [m]	Angle [deg]	Yield force [kN/m']	Pre-tension. force [kN/m']
leganker M72	0.00	2.100E+08	2.300E-03	30.00	0.00	653.00	n.a.

7.4.7 Surcharge Loads

Name	Distance [m]	Load [kN/m ²]
inspectievoertuig 1	0.00	13.30
	2.50	13.30
inspectievoertuig 2	10.05	13.30
	12.55	13.30

7.5 Calculated Earth Pressure Coefficients Right

Segment number	Level [m]	Horizontal pressure		Fictive earth pressure coefficients		
		Active [kN/m ²]	Passive [kN/m ²]	Ka [-]	Ko [-]	Kp [-]
1	4.22	5.2	59.8	0.32	0.88	3.65
2	3.45	7.1	60.9	0.32	0.76	2.75
3	2.67	9.1	104.5	0.33	0.75	3.79
4	1.91	11.0	169.3	0.34	0.77	5.14
5	1.15	12.7	254.6	0.33	0.78	6.61
6	0.38	12.8	363.3	0.29	0.79	8.18
7	-0.39	11.3	445.3	0.22	0.72	8.84
8	-1.17	11.7	403.3	0.21	0.71	7.17
9	-1.78	12.8	466.9	0.21	0.70	7.66
10	-2.50	28.5	319.2	0.44	0.91	4.98
11	-3.46	18.4	851.5	0.27	0.68	12.28
12	-4.39	23.5	1035.2	0.31	0.65	13.45
13	-5.32	24.7	872.4	0.29	0.63	10.31
14	-6.25	30.1	633.0	0.33	0.61	6.85
15	-7.18	32.0	660.6	0.32	0.60	6.60
16	-8.11	33.6	663.9	0.31	0.58	6.16
17	-9.04	34.9	713.2	0.30	0.57	6.18
18	-9.88	29.3	1007.4	0.24	0.50	8.19
19	-10.63	30.9	1058.7	0.24	0.49	8.11
20	-11.50	40.2	890.4	0.29	0.54	6.43
21	-12.50	42.2	1018.7	0.29	0.53	6.95
22	-13.50	44.5	1076.7	0.29	0.52	6.97
23	-14.50	42.2	1357.3	0.26	0.45	8.31
24	-15.50	42.3	1391.1	0.24	0.44	8.03

7.6 Calculated Force from a layer Right

Name	Force
dijk	0.00
toplaag	0.00
klei, siltig	23.62
Veen	28.51
zand kleiig	183.08

Name	Force
zand	45.09
zand kleiig	126.81
zand	84.53

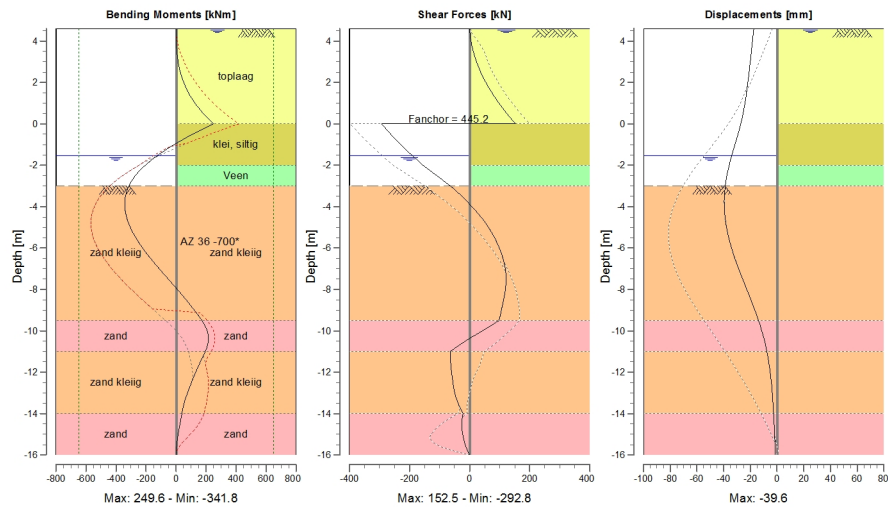
7.7 Calculation Results

Number of iterations: 6

7.7.1 Charts of Moments, Forces and Displacements

Moments/Forces/Displacements - Stage 3: Eindsituatie

Step 6.5 - Partial factor set: RC 3



7.7.2 Moments, Forces and Displacements

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
1	4.60	0.0	0.0	-17.4
1	3.83	2.0	6.7	-18.7
2	3.83	2.0	6.7	-18.7
2	3.06	12.3	21.3	-20.0
3	3.06	12.3	21.3	-20.0
3	2.29	36.8	43.5	-21.4
4	2.29	36.8	43.5	-21.4
4	1.53	80.8	73.0	-22.9
5	1.53	80.8	73.0	-22.9
5	0.76	150.0	109.7	-24.7
6	0.76	150.0	109.7	-24.7
6	0.00	249.6	152.5	-27.2
7	0.00	249.6	-292.8	-27.2
7	-0.78	39.8	-244.1	-30.5
8	-0.78	39.8	-244.1	-30.5
8	-1.56	-129.5	-188.8	-34.1
9	-1.56	-129.5	-188.8	-34.1
9	-2.00	-205.2	-155.4	-35.9
10	-2.00	-205.2	-155.4	-35.9
10	-3.00	-314.9	-63.7	-38.8
11	-3.00	-314.9	-63.7	-38.8
11	-3.93	-341.8	2.9	-39.6
12	-3.93	-341.8	2.9	-39.6

Segment number	Level [m]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Displacement [mm]
12	-4.86	-313.2	56.1	-38.3
13	-4.86	-313.2	56.1	-38.3
13	-5.79	-243.1	92.2	-35.1
14	-5.79	-243.1	92.1	-35.1
14	-6.71	-145.7	115.0	-30.5
15	-6.71	-145.7	115.0	-30.5
15	-7.64	-34.8	121.4	-24.9
16	-7.64	-34.8	121.2	-24.9
16	-8.57	74.4	112.2	-19.2
17	-8.57	74.4	112.1	-19.2
17	-9.50	172.1	98.0	-13.9
18	-9.50	172.1	98.0	-13.9
18	-10.25	214.4	13.4	-10.3
19	-10.25	214.4	13.4	-10.3
19	-11.00	194.2	-65.0	-7.6
20	-11.00	194.2	-65.0	-7.6
20	-12.00	131.0	-59.9	-5.2
21	-12.00	131.0	-59.9	-5.2
21	-13.00	75.7	-49.5	-3.6
22	-13.00	75.7	-49.6	-3.6
22	-14.00	38.3	-21.8	-2.6
23	-14.00	38.3	-21.7	-2.6
23	-15.00	13.5	-22.9	-1.9
24	-15.00	13.6	-23.0	-1.9
24	-16.00	0.0	0.0	-1.3
Max		-341.8	-292.8	-39.6
Max, minor nodes incl.		-341.8	-292.8	-39.6

7.7.3 Stresses

Node number	Level [m]	Left				Right			
		Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob* [%]	Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob* [%]
1	4.60	0.00	0.00	-		0.01	0.00	A	
1	3.83	0.00	0.00	-		6.14	7.89	A	
2	3.83	0.00	0.00	-		6.23	7.89	A	
2	3.06	0.00	0.00	-		8.02	15.79	A	
3	3.06	0.00	0.00	-		8.21	15.79	A	
3	2.29	0.00	0.00	-		9.96	23.68	A	
4	2.29	0.00	0.00	-		10.12	23.68	A	
4	1.53	0.00	0.00	-		11.94	31.50	A	
5	1.53	0.00	0.00	-		11.75	31.50	A	
5	0.76	0.00	0.00	-		13.66	39.33	A	
6	0.76	0.00	0.00	-		11.89	39.33	A	
6	0.00	0.00	0.00	-		13.65	47.15	A	
7	0.00	0.00	0.00	-		10.70	47.15	A	
7	-0.78	0.00	0.00	-		11.98	55.15	A	
8	-0.78	0.00	0.00	-		11.08	55.15	A	
8	-1.56	0.00	0.00	-		12.32	63.14	A	
9	-1.56	0.00	0.00	-		12.48	63.14	A	
9	-2.00	0.00	4.51	-		13.21	67.65	A	
10	-2.00	0.00	4.51	-		27.87	67.65	A	
10	-3.00	0.00	14.76	-		29.16	77.90	A	
11	-3.00	0.00	14.76	P		17.38	77.90	A	
11	-3.93	19.69	24.28	P		19.39	87.42	A	
12	-3.93	19.59	24.28	P		22.38	87.42	A	
12	-4.86	39.23	33.80	P		24.72	96.94	A	
13	-4.86	39.21	33.80	P		23.62	96.94	A	
13	-5.79	58.83	43.31	P		25.86	106.45	A	
14	-5.79	58.82	43.31	P		28.84	106.45	A	
14	-6.71	78.44	52.83	P		31.34	115.97	A	
15	-6.71	78.43	52.83	P		30.73	115.97	A	
15	-7.64	98.05	62.35	P		33.19	125.49	A	
16	-7.64	98.03	62.35	P		32.39	125.49	A	
16	-8.57	111.16	71.87	3	94	34.78	135.01	A	

Node number	Level [m]	Left				Right			
		Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob*	Effective stress [kN/m ²]	Water stress [kN/m ²]	Stat*	Mob*
17	-8.57	111.15	71.87	3	94	33.70	135.01	A	
17	-9.50	115.53	81.39	3	84	36.00	144.53	A	
18	-9.50	199.43	81.39	3	87	28.36	144.53	A	
18	-10.25	211.30	89.07	3	80	30.17	152.21	A	
19	-10.25	204.88	89.07	3	81	29.96	152.21	A	
19	-11.00	191.11	96.76	2	66	31.75	159.90	A	
20	-11.00	101.92	96.76	2	65	39.01	159.90	A	
20	-12.00	95.58	107.01	2	55	41.36	170.15	A	
21	-12.00	96.54	107.01	2	55	40.99	170.15	A	
21	-13.00	89.48	117.26	1	46	43.30	180.40	A	
22	-13.00	89.48	117.26	1	45	43.33	180.40	A	
22	-14.00	71.34	127.51	1	33	45.62	190.65	A	
23	-14.00	120.47	127.51	1	30	40.92	190.65	A	
23	-15.00	93.82	137.76	1	21	43.48	200.90	A	
24	-15.00	93.88	137.76	1	22	41.13	200.90	A	
24	-16.00	71.34	148.01	1	15	43.53	211.15	A	

*

Stat Status (A=active, P=passive, Number is branche, 0 is unloading)
 Mob Percentage passive mobilized

7.7.4 Soil Collapse

Horizontal soil pressure	Left [kN]	Right [kN]
Effective	1196.3	535.7
Water	1068.6	2174.9
Total	2264.9	2710.5

Considered as passive side	Left
Maximum passive effective resistance	2273.27 kN
Mobilized passive effective resistance	1196.30 kN
Percentage mobilized resistance	52.6 %
Position single support	0.00 m
Maximum passive moment	27509.62 kNm
Mobilized passive moment	12451.12 kNm
Percentage mobilized moment	45.3 %

7.7.5 Vertical Force Balance

Xi factor	0.72
Partial material factor	1.20
Maximum point resistance	0.00 [MPa]

A maximum point resistance of zero results in a vertical toe capacity of zero

Vertical force balance unplugged	Force [kN]
Vertical force active	-201.81
Vertical force passive	503.60
Resulting vertical force (no dead weight)	301.79
Vertical toe capacity F _{toe;d}	0.00
Resultant goes up	

Vertical force balance plugged	Force [kN]
Vertical force active	-201.81
Vertical force passive	503.60
Resulting vertical force (no dead weight)	301.79
Vertical toe capacity F _{toe;d}	0.00
Resultant goes up	

7.7.6 Vertical Force Balance Contribution per Layer

Left			Right		
Level [m]	Layer name	Contribution [kN]	Level [m]	Layer name	Contribution [kN]
-3.00	zand kleiig	174.39	4.60	toplaag	-14.30
-9.50	zand	134.79	0.00	klei, siltig	-4.59
-11.00	zand kleiig	110.25	-2.00	Veen	0.00
-14.00	zand	84.17	-3.00	zand kleiig	-73.97
			-9.50	zand	-20.08
			-11.00	zand kleiig	-51.24
			-14.00	zand	-37.64

7.7.7 Anchors/Struts

Anchor/strut name	Level [m]	E-Modulus [kN/m ²]	Force [kN]	State	Side	Type
leganker M72	0.00	2.100E+08	445.25	Elastic	Right	Anchor

End of Report