

# Dijkverbetering Doeveren

## Technische onderbouwing vergunbaar ontwerp

VERSIE 1.0, december 2024



# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>4</b>
1.1	Samenvatting	4
<b>2</b>	<b>Hoogte</b>	<b>6</b>
2.1	Methode	6
2.2	Resultaten	6
2.3	Gevoeligheid: Analyse bomen op de kruin	6
<b>3</b>	<b>Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)</b>	<b>7</b>
3.1	Methode	7
3.2	Uitgangspunten	10
3.3	Veiligheidsopgave huidige situatie	10
<b>4</b>	<b>Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU)</b>	<b>14</b>
<b>5</b>	<b>Piping en heave (STPH)</b>	<b>15</b>
5.1	Methode	15
5.2	Resultaten	17
<b>6</b>	<b>Overige mechanismen</b>	<b>22</b>
6.1	Bekleding	22
6.2	Microstabieliteit	22
6.3	Voorland	22
<b>7</b>	<b>Niet waterkerende objecten (NWO's)</b>	<b>24</b>
7.1	Begroeiing	24
7.2	Kabels en leidingen	24
7.3	Gebouwen	31
	<b>Graverijen</b>	<b>32</b>
7.4	Beverwerend gaas in de bekleding (dijkvak 4 t/m 7)	32
7.5	Hoogwatervluchtplaats (dijkvak 1 en dijkvak 4)	32
<b>8</b>	<b>Bronverwijzing</b>	<b>34</b>
8.1	Literatuur	34
8.2	Bronnen	34
	<b>B1. Factsheet macrostabieliteit</b>	<b>35</b>
	<b>B2. Effectstudie waterleiding in relatie tot de waterkering</b>	<b>36</b>





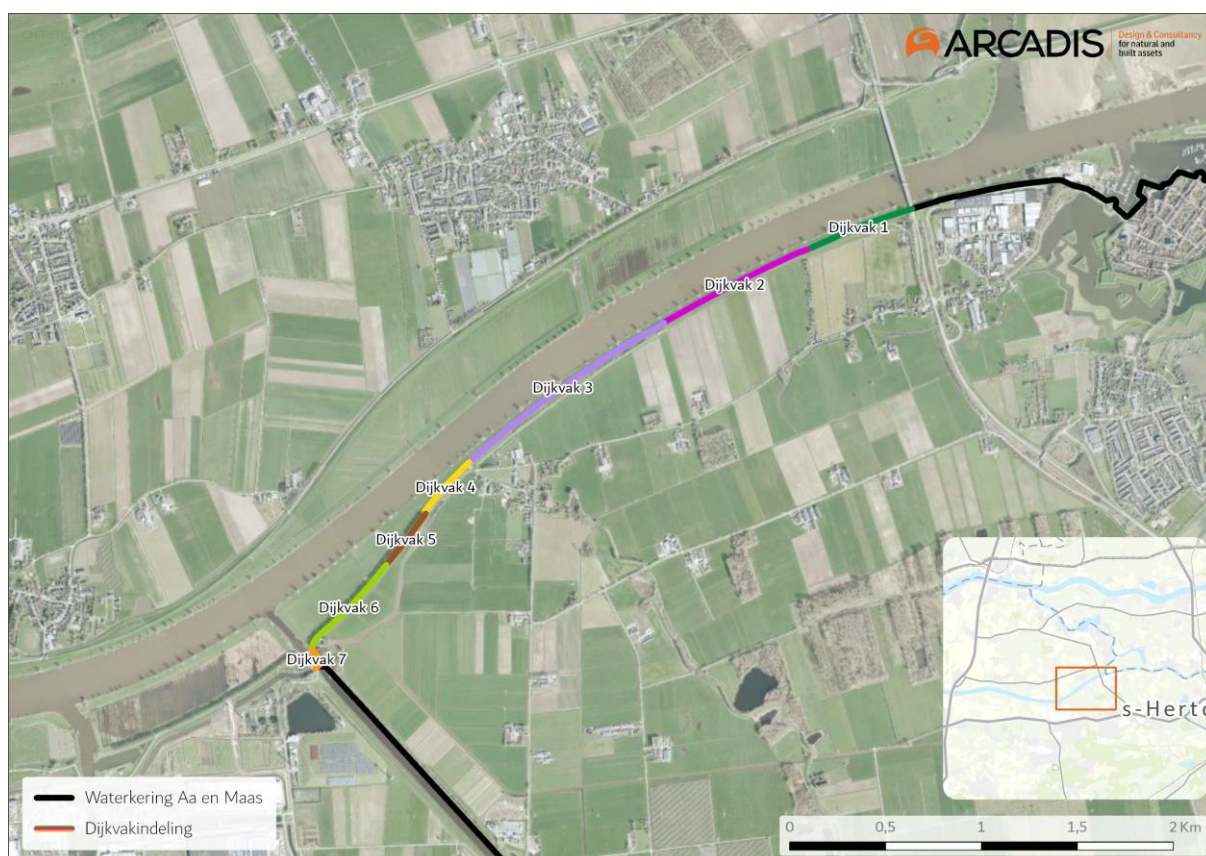
# 1 Inleiding

Dit document is als bijlage onderdeel van de Planuitwerking HWBP Doeveren bij het vergunbaar ontwerp. Deze rapportage beschouwd de veiligheidsopgave van alle faalmechanismen en de dimensies van de versterkingsmaatregelen voor de afgekeurde faalmechanismen. De hoofd rapportage is de notitie vergunbaar ontwerp. Voor achtergronden over het project wordt verwezen naar het hoofd rapport. Deze bijlage heeft als doel om de technische onderbouwing, en welke afwegingen daarbij zijn gemaakt, bij het vergunbaar ontwerp te beschrijven.

In dit hoofdstuk wordt eerst een samenvatting gegeven van de uitkomst van deze veiligheidsanalyse. In de daarop volgende hoofdstukken is in meer detail de onderbouwing per faalmechanisme uitgewerkt.

## 1.1 Samenvatting

In de tabellen 1-1 en 1-2 is een samenvatting gegeven van achtereenvolgens de versterkingsopgave en het ontwerp per dijkvak. De dijkvakindeling is weergegeven in Figuur 1-1.



Figuur 1-1: Dijkvakindeling dijkverbetering Doeveren.

Tabel 1-1: Samenvatting versterkingsopgave planuitwerking Doeveren

Dijkvak nummer	1	2	3	4	5	6	7
Kruinhoogte	V	V	V	V	V	V	V
Macrostabieliteit binnenwaarts	V	V	V	V	V	V	V
Macrostabieliteit buitenwaarts	V	V	V	V	V	V	V
Piping en heave	O	O	O	O	O	O	O
Gras erosie buitentalud	O	V	V	V	V	V	V



Dijkvak nummer	1	2	3	4	5	6	7
Gras afschuiven buitentalud	O	V	V	V	V	V	V
Microstabiliteit/GABI	V	V	V	V	V	V	V
Voorland	V	V	V	V	V	V	V
Graverij	O	O	O	O	O	O	O
NWO's	V	V	V	V	V	V	V

Tabel 1-2: Samenvatting ontwerp per dijkvak

Dijkvak	Versterkingsmaatregel
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heavescherm in onderzijde binnentalud tot 8 m in het watervoerend pakket;</li> <li>- ter hoogte van de Heusdensebrug dient het scherm tot 45 m doorgezet worden haaks op de dijk;</li> <li>- vanaf de Heusdensebrug tot dijkpaal A965+025 wordt de taludbekleding op het buitentalud vervangen voor erosie bestendige klei klasse 2;</li> <li>- Ter hoogte van dijkpaal A969+000 – A969+050 wordt een hoogwatervluchtplaats gerealiseerd.</li> </ul>
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heavescherm in onderzijde binnentalud tot 8 m in het watervoerend pakket;</li> <li>- Maken leidingdoorvoer ter hoogte van kruising heavescherm met waterleidingdijk (A970+030).</li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heavescherm in onderzijde binnentalud tot 8 m in het watervoerend pakket.</li> </ul>
4	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heavescherm in onderzijde binnentalud tot 8 m in het watervoerend pakket;</li> <li>- Ter hoogte van dijkpaal A993+000 – A993+050 wordt een hoogwatervluchtplaats gerealiseerd.</li> </ul>
5	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heavescherm in onderzijde binnentalud tot 8 m in het watervoerend pakket;</li> <li>- Aanbrengen antigraafgaas op het buitentalud</li> </ul>
6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heavescherm in onderzijde binnentalud tot 8 m in het watervoerend pakket;</li> <li>- Aanbrengen antigraafgaas op het buitentalud</li> </ul>
7	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heavescherm in onderzijde binnentalud tot 8 m in het watervoerend pakket;</li> <li>- Vervangen verbindende heavescherm tussen gemaal Gansoyen en Bovenlandse sluis</li> <li>- Aanbrengen antigraafgaas op het buitentalud</li> </ul>

## 2 Hoogte

Tijdens de verkenning is een verfijning van de scope [B5] doorgevoerd. Ten aanzien van de scope voor hoogte zijn de uitgangspunten in de TUN2 voor de planuitwerking [B1] niet gewijzigd ten opzichte van de verkenning. Voor hoogte geldt dat de scope hetzelfde blijft, hetgeen betekent dat er geen hoogteopgave is. Onderstaand zijn de methode en resultaten uit de verkenning gepresenteerd.

### 2.1 Methode

Het hydraulisch belastingniveau (HBN) is bepaald met Hydra-NL waarvoor de HOB2020 hydraulische databases zijn gebruikt. Voor de hoogte is de overschrijdingskans van het kritieke overslagdebiet van 1,0L/m/s op doorsnedeniveau 1/12.500 per jaar. Er is rekening gehouden met de autonome bodemdaling zonder extra zettingen als er geen ophoging van de kruin plaatsvindt.

### 2.2 Resultaten

De berekende benodigde hoogte om bij een voldoende lage kans het overslagdebiet te hebben is weergegeven in *tabel 2-1*. Het blijkt dat voor het zichtjaar van 2075 er geen hoogteopgave verwacht wordt. Voor het zichtjaar 2125 wordt een minimale opgave verwacht.

Tabel 2-1: Resultaat hoogte

Vak	Kruinhoogte [m NAP]	HBN [m NAP]	Verskil [m]	Verskil incl. bodemdaling [m]
Doeveren_1	6,73	6,09	0,65	0,55
Doeveren_2	6,62	6,03	0,60	0,50
Doeveren_3	6,38	5,96	0,43	0,33
Doeveren_4	6,43	5,88	0,56	0,46
Doeveren_5	6,52 *	5,80	0,72	0,62
Doeveren_6	6,65 *	5,77	0,88	0,78
Doeveren_7	5,96	5,92	0,04	0,01 **

\* vak met bomen op de kruin die voor een totale significante verlaging kunnen zorgen  
 \*\* Conform TUN en detailanalyse bodemdaling 2,5 cm in plaats van 10 cm

### 2.3 Gevoeligheid: Analyse bomen op de kruin

Om te bepalen of een ontgrondingskuil na het omvallen van bomen kan zorgen voor een te hoge overstromingskans is geanalyseerd wat de kans is op significante overslag. Hiervoor is een scenario toegevoegd waarbij de waterkering inclusief bodemdaling 1,2m lager is, representatief voor een ontwortelde boom. Dit scenario heeft een kans van voorkomen van 1%, zie de TUN (Bijlage 1) voor een nadere toelichting. Dit is de kans op het omvallen van rij bomen ergens in het vak. De totale kans op een significant overslagdebiet is berekend in *tabel 2-2*. Het blijkt dat de overschrijdingskans ruimschoots onder de eis ligt.

Tabel 2-2: Resultaat hoogte met bomen

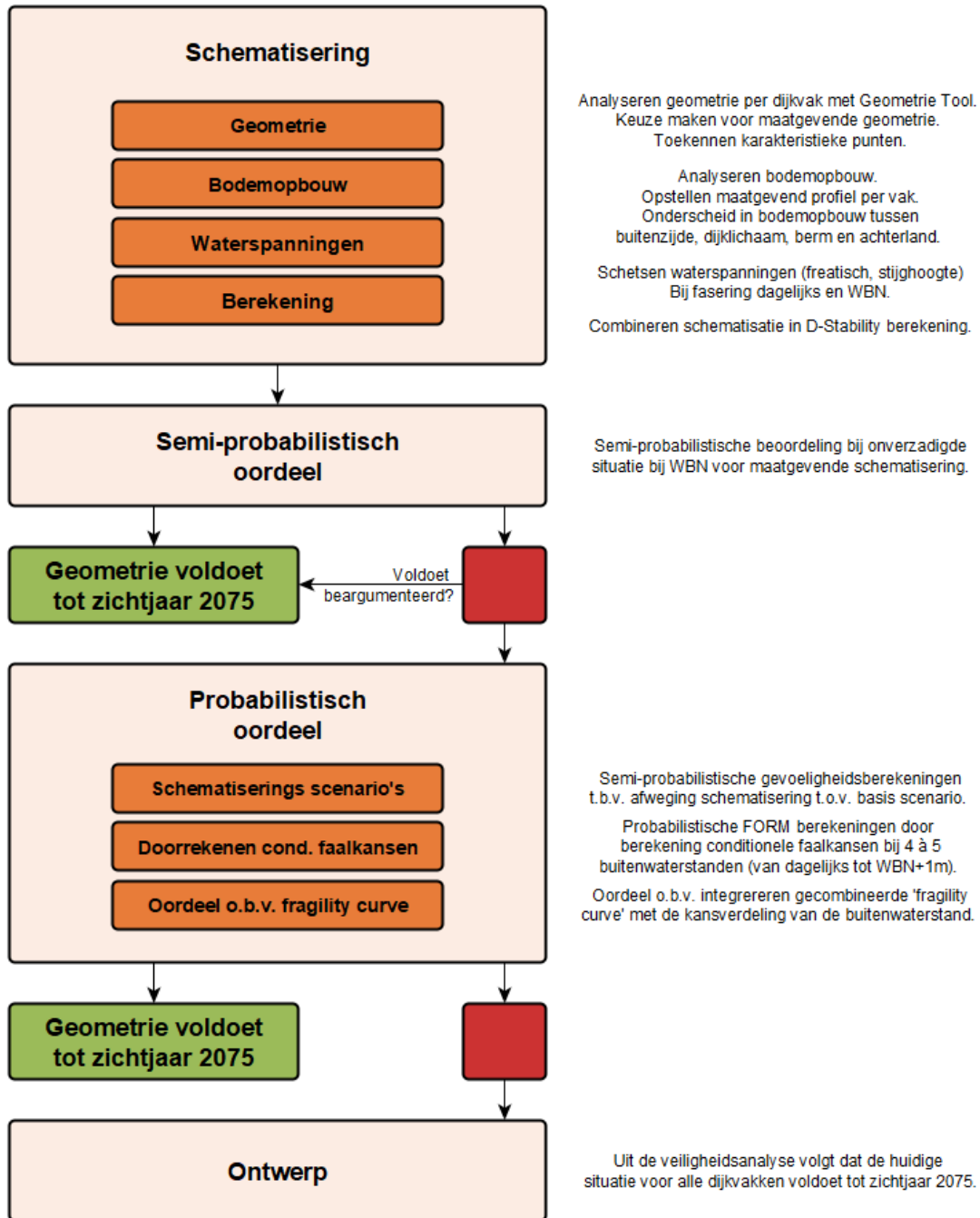
		Eenheid	Doeveren 5	Doeveren 6
Scenario 1: Bomen intact	Kans op voorkomen	%	99	99
	Terugkeertijd significant overslagdebiet	Jaar	414.063	920.521
	Bijdrage kans	1/jaar	$2,4 \times 10^{-6}$	$1,1 \times 10^{-6}$
Scenario 2: ontgraving over de gehele breedte van de kruin	Kans op voorkomen	%	1	1
	Terugkeertijd significant overslagdebiet	Jaar	506	781
	Bijdrage kans	1/jaar	$1,5 \times 10^{-5}$	$1,6 \times 10^{-5}$
Totale kans		1/jaar	$1,7 \times 10^{-5}$ 1/58.524	$1,7 \times 10^{-5}$ 1/57.651
Eis		1/Jaar	1/12.500	1/12.500

# 3 Macro stabiliteit binnenwaarts (STBI)

## 3.1 Methode

### 3.1.1 Stappenplan analyse

De gevolgde werkwijze voor het analyseren van de waterkering ten behoeve van het faalmechanisme binnenwaartse macrostabiliteit (STBI) is schematisch weergegeven in Figuur 3-1. Per stap is een toelichting opgenomen. In de onderstaande paragrafen is per stap toelichting gegeven.



Figuur 3-1: Stappenplan analyse binnenwaartse macrostabiliteit.



### 3.1.2 Toelichting belastingsituatie

In het stappenplan voor de berekening van de binnenwaartse macrostabiliteit wordt één belastingsituatie beschouwd. Dat is de 'Waterstand bij norm (WBN) in combinatie met een deels onverzadigde situatie zonder infiltratie door overslag'. Verdere informatie over deze belastingsituatie zijn toegelicht in de TUN [B1] onder de kopjes '4.1 Hydraulisch' en '9.2 Waterspanningen'. Er is geen rekening gehouden met een eventuele volledige verzadiging door overslag doordat de waterkering relatief hoog is. Daarmee is de kern boven de freatische lijn deels onverzadigd.

### 3.1.3 Schematisering

#### Stap 1a: Geometrie

Per dijkvak is een keuze gemaakt voor de te beschouwen doorsnede op basis van de geometrie. Dit betreft één doorsnede per dijkvak. De dijkvakindeling is overgenomen uit de TUN, zie hoofdstuk 2 [B1]. Vervolgens zijn aan de gekozen geometrieën karakteristieke punten toegekend. De invloed van bodemdaling op de geometrie is in de stabiliteitsberekeningen verdisconteerd door het verhogen van de buitenwaterstand. Zettingen als gevolg van grondophoging zijn niet meegenomen omdat voor een mogelijke grondoplossing, de huidige uitgangspunten een nauwkeurig genoeg beeld geven van de globale afmetingen van een dijkversterking. De gevolgde uitgangspunten zijn opgenomen in paragraaf 5.1 van de TUN [B1]. De representatieve geometrieën zijn per dijkvak opgenomen in de factsheets, zie bijlage B1.

#### Stap 1b: Bodemopbouw

Voor het trajectdeel Doeverten is in de voorfase een geactualiseerd geotechnisch lengteprofiel (GTLP) opgesteld [B2]. Hierin zijn alle beschikbare boringen en sonderingen opgenomen. Dit betreft zowel onderzoek beschikbaar bij de BRO, bij WSAM en het aanvullende veld- en laboratoriumonderzoek. In de TUN [B1] is in paragraaf 6.1 een overzicht gegeven van alle beschikbare bronnen.

In de geotechnische lengteprofielen is de schematisering opgenomen volgens de te onderscheiden grondsoorten zoals beschreven in hoofdstuk 6 in de TUN [B1]. Per dijkvak is één maatgevend ondergrondscenario van de bodemopbouw opgesteld met onderscheid in bodemopbouw tussen buitenzijde, dijklichaam, berm en achterland. Voor dijkvak 2 is een tweede locatie gekozen omdat niet met zekerheid gesteld kon worden dat de ander maatgevend is. In de probabilistische analyse is dit voor dijkvak 2 uitgebreid met nog drie ondergrond scenario's.

De gemaakte keuzes en afwegingen zijn opgenomen in de factsheets, zie bijlage B1.

#### Stap 2: Waterspanningen

Per dijkvak is voor de belastingsituatie de waterspanningen berekend bij dagelijkse omstandigheden en bij WBN volgens de uitgangspunten beschreven in paragraaf 9.2 in de TUN [B1].

#### Stap 3: D-Stability berekening

De schematisering voor de geometrie, bodemopbouw en waterspanningen zijn gecombineerd in D-Stability. Het glijvlak moet leiden tot bezwijken. Als intredepunt van het glijvlak, zijn glijvlakken meegenomen die buitenwaarts van de binnenkruinlijn insnijden.

In paragraaf 3.1.4 en 3.1.5 is beschreven hoe de semi-probabilistische en probabilistische werkwijze is opgepakt.

### 3.1.4 Semi-probabilistische analyse

Voor alle dijkvakken is de belastingsituatie getoetst aan de minimaal vereiste veiligheidsfactor van 1,31 volgens de uitgangspunten beschreven in paragraaf 9.1 van de TUN [B1]. Onderdeel van deze vereiste veiligheidsfactor is een schematiseringsfactor van 1,1. Deze schematiseringsfactor is conservatief omdat enkel het maatgevende ondergrondscenario is beschouwd en hij daarmee enkel voor de restonzekerheden geldt.

Bij een positief resultaat zijn geen maatregelen vereist. Bij een negatief resultaat wordt doorgedaan naar een probabilistische analyse, of er wordt beargumenteerd goed gekeurd als dit goed onderbouwd kan worden.

### 3.1.5 Probabilistische analyse

#### Probabilistische berekeningen

Voor de probabilistische berekeningen worden de rekenwaarden van de sterkteparameters en POP-waarden vervangen door kansverdelingen voor de invoer parameters. De rekenwaardes zijn gelijk aan de 95% ondergrenswaardes. Voor verschillende waterstanden wordt vervolgens de conditionele faalkans (faalkans gegeven een bepaalde waterstand) berekend met een FORM analyse. De hiermee verkregen punten heten 'fragility points'. Uit deze informatie is tevens de invloed van de onzekerheid van de parameters op de faalkans afgeleid.

Door lineair te interpoleren tussen de 'fragility points' is een 'fragility curve' verkregen. Deze vereenvoudiging leidt tot een grove, maar goede inschatting van de werkelijke 'fragility curve', mits voldoende 'fragility points' worden beschouwd (waar de fragility curve steil is moet de dichtheid van fragility punten groot zijn). Het transformeren van conditionele faalkansen naar betrouwbaarheids-indices heeft geleid tot een bèta-waterstand ( $\beta$ -h) relatie (ook 'fragility curve' genoemd).

Voor de 'fragility curves' zijn de waterstanden gekozen o.b.v. steilheid van de fragility curve, maar is dit veelal gelijk aan de volgende waterstanden:

1. waterstand dagelijks;
2. waterstand Uplift - 1m;
3. waterstand Uplift – 0,5m;
4. waterstand Uplift, resulterend in een opbarstveiligheid in het achterland van 1,0;
5. waterstand bij norm (WBN);
6. waterstand bij norm + 1 meter.

#### Toelichting probabilistische FORM analyses

In deze analyse is de probabilistische analyse First Order Reliability Method (FORM) uitgevoerd. De berekeningen zijn met FORM uitgevoerd omdat de rekentijd van een Monte Carlo analyse te lang is. Nadeel van de methode met FORM is dat de probabilistische berekeningen met een vast glijvlak (eventueel met enige vrijheid binnen een laag) uitgevoerd moeten worden. Voorafgaand aan de probabilistische berekening heeft de specialist de glijvlakken (door middel van semi-probabilistische berekeningen) vastgesteld die mogelijk een significante bijdrage leveren aan de overstromingskans. Deze glijvlakken worden vervolgens probabilistisch beschouwd.

#### Van scenario's naar gecombineerd probabilistisch resultaat

Na combinatie van de scenario's is de minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex Beta 4,74, zie TUN paragraaf 3.3 [B1]. Dit combineren gaat op de gebruikelijke manier. Aan elk scenario wordt een kans van voorkomen toegepast (wat gezamenlijk weer 100% is). Per scenario wordt de kans vermenigvuldigd met de faalkans die volgt uit de betrouwbaarheidsindex uit D-Stability. Uit de sommatie van dit product wordt vervolgens de gecombineerde betrouwbaarheidsindex teruggerekend.

Bij een positief resultaat zijn geen maatregelen vereist. Bij een negatief resultaat wordt een ontwerp opgesteld.

## 3.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het bepalen van de veiligheidsopgave zijn opgenomen in de TUN [B1].

## 3.3 Veiligheidsopgave huidige situatie

In deze paragraaf is het veiligheidsopgave van de huidige situatie beschreven. In paragraaf 3.3.1 zijn de resultaten van de semi-probabilistische analyse opgenomen voor alle dijkvakken. Voor dijkvakken met een negatief resultaat, is vervolgens een probabilistische analyse uitgevoerd. Dit is opgenomen in paragraaf 3.3.2. De gevolgde werkwijze is nader toegelicht in paragraaf 3.1 en de gehanteerde uitgangspunten zijn opgenomen in paragraaf 3.2.

### 3.3.1 Semi-probabilistische analyse

Voor alle dijkvakken met een opgave voor de binnenwaartse macrostabiliteit is de belastingsituatie getoetst aan de minimaal vereiste veiligheidsfactor van 1,31 conform de TUN [B1]. Hierin zit een niet aangescherpte schematiseringsfactor van 1,1 verwerkt. Vanwege nieuwe geotechnische inzichten zijn reeds goedgekeurde vakken eveneens opnieuw geanalyseerd.

De resultaten zijn samengevat in Tabel 3-1. In bijlage B1 zijn in de factsheets alle resultaten per dijkvak getoond. Bij een positief resultaat zijn geen maatregelen vereist voor de belastingsituatie. Bij een negatief resultaat is een probabilistische analyse uitgevoerd.

Tabel 3-1: Resultaat semi-probabilistische analyse.

Profiel	Profiel	Geometrie o.b.v.	Type berekening	Fd eis:
				1.31
				Fd
DV1	DV1_A969+069	-	Kleidend, undrained, incl. constraints in kruin	1.222
DV2	DV2_973+048	-	Kleidend, undrained, incl. constraints in kruin	1.103
	DV2_A977+023	DV2_973+048	Kleidend, undrained, incl. constraints in kruin	1.053
DV3	DV3_A984+022	-	Kleidend, undrained, incl. constraints in kruin	1.511
DV4	DV4_A991+047	-	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.315
DV5	DV5_A994+012	-	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.326
DV6	DV6_A1001+045	-	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.558
DV7	DV7_A1003+093	-	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.352

#### Dijkvak 1 en 2

Voor dijkvak 2 zijn twee ondergrondscenario's doorgerekend die beiden een negatief resultaat hebben. Deze zit 2 à 2,5 tiende onder de eis van 1,31. Hoewel er conservatismen zijn, zie paragraaf **Error! Reference source not found.** en dijkvak 4 hieronder, is de afstand tot de norm te groot om op basis van de semi-probabilistische analyse te spreken van een stabiel positief resultaat. Uit een nadere probabilistische analyse voor dijkvak 2 volgt wél een positief resultaat, zie paragraaf 3.3.2. Dijkvak 1 ligt 1 tiende onder de eis, heeft veel restbreedte en kan o.b.v. de conservatismen en de probabilistische analyse van dijkvak 2 wel met voldoende vertrouwen goed gekeurd worden.

#### Dijkvak 4

Uit de schematisatie van dijkvak 4 volgt met een veiligheidsfactor van 1,315 een positief en stabiel resultaat. Dat het resultaat stabiel is, ten opzichte van de eis van 1,31, is omdat de schematiseringsfactor niet is aangescherpt en nog de conservatieve waarde van 1,1 heeft.



Op de volgende aspecten kan de sterkte eveneens nog aangescherpt worden:

1. Uit de probabilistische analyse in paragraaf 3.3.2 voor dijkvak 2 volgt dat bij probabilistische benadering de sterkte verder aangescherpt kan worden;
2. Hoewel nog niet vastgelegd, is het waarschijnlijk dat de stalen damwand als ontwerpmaatregel ter voorkoming van piping, eveneens geschematiseerd wordt op stabiliteit. Hieruit volgt ook extra sterkte;
3. In de ondergrond onder de kern is er zeer waarschijnlijk een hogere POP dan geschematiseerd. Het aantal beschikbare proeven uit de proevenverzameling was hier te klein voor een aparte groepering t.o.v. het achterland. De beschikbare proeven geven echter wel een sterke indicatie op een hogere POP-waarde;
4. Dijkvak 4 is effectief een uitgerekte oprit parallel aan de dijk. Ter plaatse van de dwarsdoorsnede (noordzijde van vak) start deze 'oprit' en ligt het wegdek op een lage berm. Dit is de maatgevende locatie, maar het is niet representatief voor het gehele vak. Een groot deel van het vak heeft door deze oprit een bermlichaam of een bredere kruin. In het overige deel van het vak zal het resultaat positiever zijn, of voldoende zijn onder restprofiel;

### **Dijkvak 5 en 7**

Uit de schematisatie van dijkvak 5 en 7 volgt met een veiligheidsfactor van respectievelijk 1,326 en 1,352 een positief en stabiel resultaat. Zie ook beargumentering dijkvak 4, inclusief punten 1 tot en met 3. In tegenstelling tot dijkvak 4 heeft de schematisatie van dijkvak 5 wel meer restbreedte, maar is dit niet representatief voor het gehele vak. Daarom is de constraint hier niet aangescherpt om het glijvlak verder richting de buitenkruin te forceren.

## **3.3.1 Gevoelighedsanalyses en conservatisme**

In bijlage B3 zijn de gevoeligheden en aannames geanalyseerd. De belangrijkste vondsten hieruit zijn:

### **Aannames in uitgangspunten**

- Uit de grondmonsters volgt een duidelijke indicatie dat de POP-waarde in de kern hoger is dan de gecombineerde waarde voor het achterland en de kern. Omdat de set aan monsters in kern beperkt was, is de gecombineerde POP-waarde aangehouden [B2].
- Semi-probabilistisch rekenen is van nature ook conservatief (i.v.m. karakteristieke waarden). Uit de probabilistische vervolganalyse voor dijkvak 2, zie paragraaf 3.1.5, volgt dat veiligheidsfactoren van 1,103 en 1,053 middels probabilistisch rekenen toch een positief resultaat krijgen.

### **Gevoelighedsanalyses**

- Uit het geotechnisch onderzoek volgt niet altijd met zekerheid de aan- of afwezigheid van veenlagen. Uit de gevoelighedsanalyses volgt dat deze mogelijke veenlagen of buiten het maatgevende glijvlak liggen, of beperkt van invloed zijn. De beperkte invloed is bij dijkvak 1 waar een groot restprofiel is.
- Een mogelijk dikkere deklaag pakt veelal negatief uit ondanks dat er meer sterkte in het rekenmodel van de kleilagen zit (t.o.v. de zandlagen). Dit komt omdat de waterspanning toeneemt bij een dikkere deklaag. Voor dijkvak 4 zakt de veiligheidsfactor naar 1,259. Dit is niet relevant voor het oordeel van dijkvak 4. Schematiseringonzekerheden zijn namelijk ondervangen met de schematiseringsfactor van 1,1. Deze gevoeligheid zou een scenario zijn in het bepalen van de schematiseringsfactor met een bijdrage gebaseerd op een kans van voorkomen.
- Naar aanleiding van de peilbuismetingen is besproken of de grenspotentialen zoals berekend conform Waterspanningen bij Dijken [L4] wel correct zijn. De peilbuismetingen, die niet bij maatgevende situatie zijn, hebben namelijk een hogere stijghoogte. Daar tegenover staat dat bij maatgevende situatie opbarsten op één of meerdere locaties zal optreden. Als gevoelighedsanalyse is bij dijkvak 3 gerekend met de theoretische potentiaal, en bij dijkvak 5 (Oude Maasje) gerekend met een verhoogde grenspotentiaal. De veiligheidsfactoren zakken naar respectievelijk 1,26 en 1,27. Dit geeft op basis van de bovenstaand genoemde conservatisme nog steeds voldoende vertrouwen in een positief resultaat.

- In dijkvak 4 tot en met 6 staan er bomen op of naast de dijk. Bij dijkvak 5 resulteert de belasting van bomen op de dijk met een daling van 7 honderdsten tot een veiligheidsfactor van 1,250. Een ontgroning van bomen naast de dijk, bij dijkvak 4, heeft meer effect op de veiligheidsfactor, maar daar staat tegenover dat in deze situatie ook de kans op ontgroning moet worden verrekend. Hierdoor verlaagd de eis en voldoet de schematisering. Bij de ontgroning is er een afname aan passief gewicht geschematiseerd, maar is de omgevallen boom, die ook passief gewicht heeft, niet meegenomen. In beide situaties neemt de 2D schematisatie impliciet aan dat zowel de geschematiseerde boom als ontgroning eindeloos doorloopt in lengterichting.

### 3.3.2 Probabilistische analyse

Voor dijkvak 2 is een nadere probabilistische analyse uitgevoerd waarbij de faalkans is getoetst aan de minimaal vereiste faalkans. De eis is een minimale betrouwbaarheidsindex (beta) van 4,74.

Uit de berekeningen volgt een gecombineerde beta van 4,84. De resultaten zijn samengevat in Tabel 3-2.

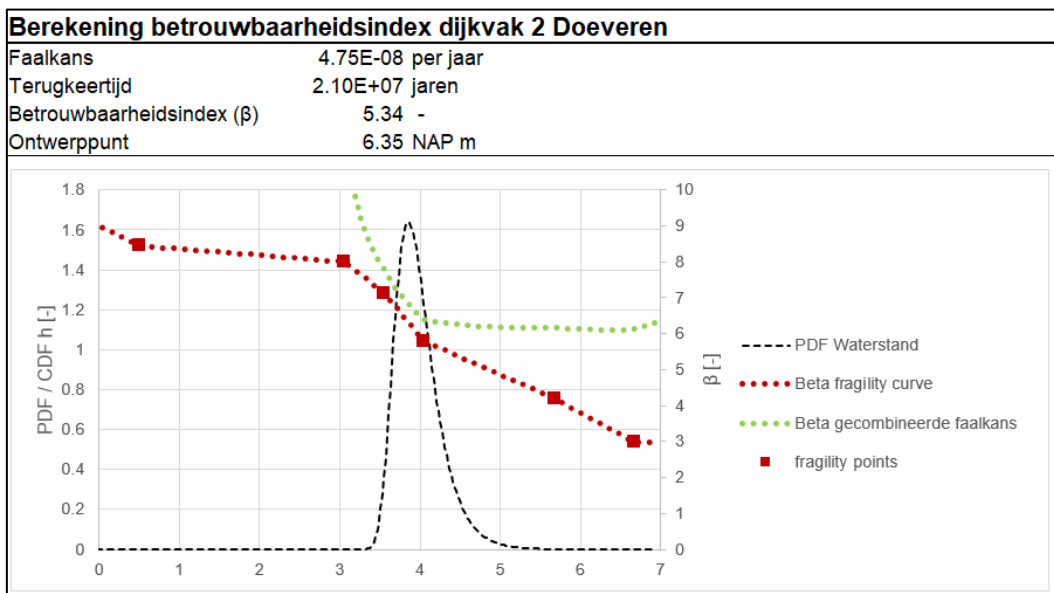
Dit resultaat is gebaseerd op de gecombineerde faalkans uit 5 scenario's. Drie van de vijf scenario's zijn gebaseerd op variaties in de bodemopbouw o.b.v. het geotechnisch lengteprofiel. Twee scenario's zijn ongunstigere varianten van het maatgevende scenario.

Het maatgevende waargenomen scenario heeft een dikke kleilaag in het achterland. Deze kleilaag is gebaseerd op boringen in de omgeving die een deklaag aangeven tot -4m+NAP. Dit is niet in lijn met de rest van het traject, of met sonderingen in hetzelfde vak. Op basis van deze discrepantie tussen de boringen, sonderingen en het traject wordt geadviseerd om opnieuw boringen te plaatsen. Hoewel het resultaat al stabiel is, geeft extra onderzoek meer vertrouwen. De verwachting is dat de deklaag niet reikt tot -4m+NAP en dat daarmee het resultaat conservatief is. Een andere indicatie is dat de onderkant van deklaag golft. Dit kan als het is uitgesleten, maar in vergelijking met de ouderdomskaart gaat hier niet de gedachte naar uit.

In bijlage B1 zijn in de factsheet alle resultaten per dijkvak getoond inclusief de fragility curves conform de werkwijze beschreven in paragraaf 3.1.5.

Tabel 3-2: Samenvatting van probabilistische resultaten voor dijkvak 2.

Geometrie					Fd eis:	B eis:	Product		Eind oordeel	
Profiel	o.b.v.	Scenario	Scenario o.b.v.	Toegekende kans [%]	Design Fd bij WBN	B	Faalkans [1/jaren]	Product [1/jaren]	Voldoet	
DV2_973+048		dikke kleilaag in achterland	Variatie in bodemopbouw	40%	1.103	5,34	4.65E-08	1.86E-08	Ja	Resulteert in gecombineerde B=4.84
DV2_973+048		dikke kleilaag in achterland + 0,5m	Worse case t.o.v. profiel DV2_973+048	25%	1.052	4,80	7.93E-07	1.98E-07		
DV2_973+048		dikke kleilaag in achterland + 1,0m	Worse case t.o.v. profiel DV2_973+048	5%	0.995	4,30	8.54E-06	4.27E-07		
DV2_976+000	DV2_973+048	dunne kleilaag op veen achterland	Variatie in bodemopbouw	10%	1.322	8,00	6.22E-16	6.22E-17		
DV2_977+023	DV2_973+048	klei op dikke veenlaag achterland	Variatie in bodemopbouw	20%	1.053	5,19	1.05E-07	2.10E-08		



Figuur 3-2: Fragility curve van het meest waarschijnlijke scenario.

### 3.3.3 Samenvatting en duiding veiligheidsopgave

Voor alle dijkvakken binnen het traject Doeveren is een veiligheidsopgave vastgesteld voor binnenwaartse macrostabiliteit. In Tabel 3-3 is een samenvatting opgenomen. Voor elk dijkvak geldt een positief stabiel resultaat. Zodoende is er met betrekking tot macrostabiliteit binnenwaarts geen ontwerp opgesteld voor de dijkvakken.

Tabel 3-3: Samenvatting veiligheidsopgave.

Profiel	Profiel	Type berekening	Fd eis:	B eis:	Eind oordeel	
			1.31	4.74	Voldoet	Onder beargumentering
			Fd	B		
DV1	DV1_A969+069	Kleidijk, undrained, incl. constraints in kruin	1.222	-	Ja	-
DV2	DV2_973+048	Kleidijk, undrained, incl. constraints in kruin	1.103	5.34	Ja	Middels schematisering B=4.84.
	DV2_A976+000	Kleidijk, undrained, incl. constraints in kruin	1.322	8.00		
	DV2_A977+023	Kleidijk, undrained, incl. constraints in kruin	1.053	5.19		
DV3	DV3_A984+022	Kleidijk, undrained, incl. constraints in kruin	1.511	-	Ja	-
DV4	DV4_A991+047	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.315	-	Ja	-
DV5	DV5_A994+012	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.326	-	Ja	-
DV6	DV6_A1001+045	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.558	-	Ja	-
DV7	DV7_A1003+093	Gelaagd zand en klei, drained, incl. constraints in kruin	1.352	-	Ja	-



## 4 Macro stabiliteit buitenwaarts (STBU)

Ten behoeve van het toetspoor macro stabiliteit buitenwaarts is een analyse uitgevoerd om in te schatten in welke orde grootte het resultaat valt. De verwachting op voorhand was namelijk, gegeven het resultaat uit de verkenning, dat ruim voldaan zal worden. In de verkenning bleek dat dijkvak 3 en 7 de maatgevende dijkvakken waren en beide voldeden aan de eis. Vanwege de aanwezigheid van constructies in de kruin en het aansluiten op twee kunstwerken in dijkvak 7 is ervoor gekozen om deze in de planuitwerking niet nader te beschouwen, omdat de constructies voor veel reststerkte zorgen. Dijkvak 3 lag in de orde grootte van het resultaat van dijkvak 2, 4, 5 en 6. Het buitentalud en voorland is voor deze dijkvakken vergelijkbaar. Voor het vergunbaar ontwerp is er daarom voor gekozen om de maatgevende ongedraineerde en gedraineerde berekening uit hoofdstuk 3 'Macro stabiliteit binnenwaarts (STBI)' te gebruiken. Aangevuld met een extra stage 'Val na hoogwater' en de uitgangspunten conform de TUN [B1], resulteert dit in de in Tabel 4-1 gepresenteerde resultaten. De berekende veiligheidsfactoren zijn 8 à 9 tienden hoger dan de eis van 1,02. Aangezien dit de maatgevende berekening voor STBI zijn gebleken is er voldoende vertrouwen op een stabiel en positief resultaat voor macro stabiliteit buitenwaarts voor het geheel van dijktraject Doeveren. De berekeningen zijn opgenomen in de factsheets macro stabiliteit, zie bijlage B1.

Tabel 4-1: Resultaat analyse STBU

Dijkvak	Eis STBU [-]	Veiligheidsfactor STBU [-]
DV2, A973+048, ongedraineerd	1,02	1,900
DV5, A994+012, gedraineerd	1,02	1,794

## 5 Piping en heave (STPH)

Uit de Nota Verfijnen Waterveiligheidsopgave [B5] volgt dat traject Doeveren volledig onvoldoende scoort en binnen de scope valt. In de Ontwerp Notitie Dijk [B6] uit de verkenning is vastgesteld dat de benodigde kwelwegverlengingen met 120 tot 190 m dusdanig groot zijn dat aanscherpen van de berekeningen niet resulteert in een positief resultaat van één van de dijkvakken. In de planuitwerking is er dan ook voor gekozen om niet de Sellmeijer berekeningen aan te scherpen, maar om heaveschermen te ontwerpen.

In het vergunbaar ontwerp is de diepte van het heavescherm gedimensioneerd op basis van ervaringen opgedaan in de verkenning en het project Meanderende Maas. Voor het definitief ontwerp worden de heaveschermen in meer detail ontworpen voor het gehele traject. Naast de dimensionering van de diepte is voor het vergunbaar ontwerp een quickscan uitgevoerd naar de locatie van het heavescherm. Voor de maatwerk aansluiting op de Heusdensebrug is aan de hand van een Sellmeijer-berekening de afstand berekend tot hoever het heavescherm doorgezet moet worden om achterloopsheid te voorkomen. In onderstaande staande paragrafen is de gehanteerde werkwijze voor de ontwerpaspecten beschreven en worden de resultaten gepresenteerd.

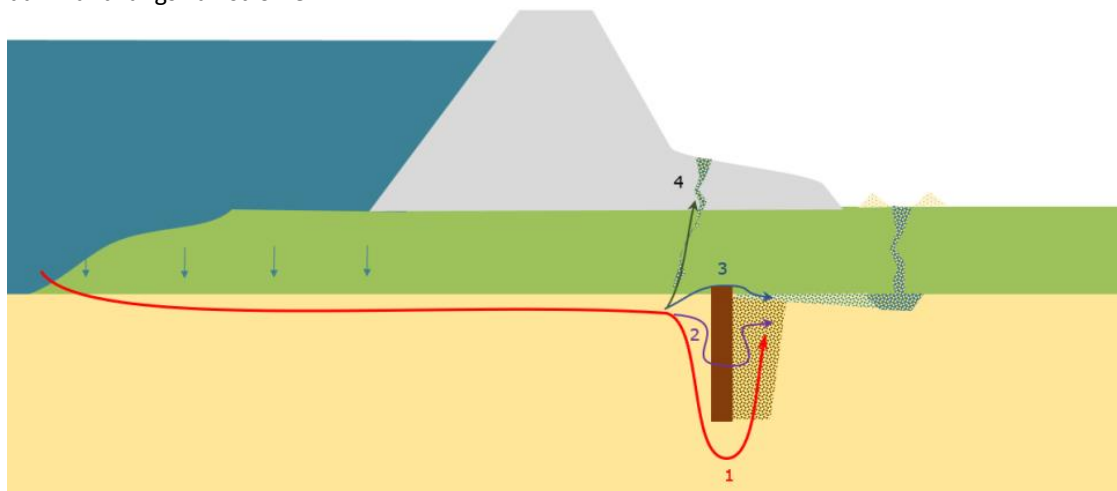
### 5.1 Methode

Over het gehele traject worden heaveschermen toegepast. De werkwijze hiervoor is toegelicht in deze paragraaf. Twee locaties vereisen maatwerk, zie hieronder.

- Aansluiting heaveschermen op de Heusdensebrug aan noordoost zijde van traject. Hier kan achterloopsheid plaats vinden (paragraaf 5.2.4);
- Aansluiting op bestaand heavescherm dijkvak 7 (paragraaf 5.2.3).

In Figuur 5-1 zijn de mogelijke faalpaden voor piping weergegeven. Voor project Doeveren zijn de faalpaden onderloopsheid (paragraaf 5.1.1), achterloopsheid (paragraaf 5.1.2) en voorloopsheid (paragraaf 5.1.3) relevant. Onder de figuur is per relevant faalpad de voor het vergunbaar ontwerp toegepaste werkwijze beschreven.

Bovenloopsheid kan niet optreden, omdat de heaveschermen conform TUN2 0,5 m onder het maaiveld op het binnentalud worden aangebracht [B1]. Langs het gehele traject is een deklaag van circa 1 – 2 m aanwezig onder de dijk. De damwand zal overal voldoende in de deklaag steken om te voorkomen dat water boven de damwand langs kan stromen.



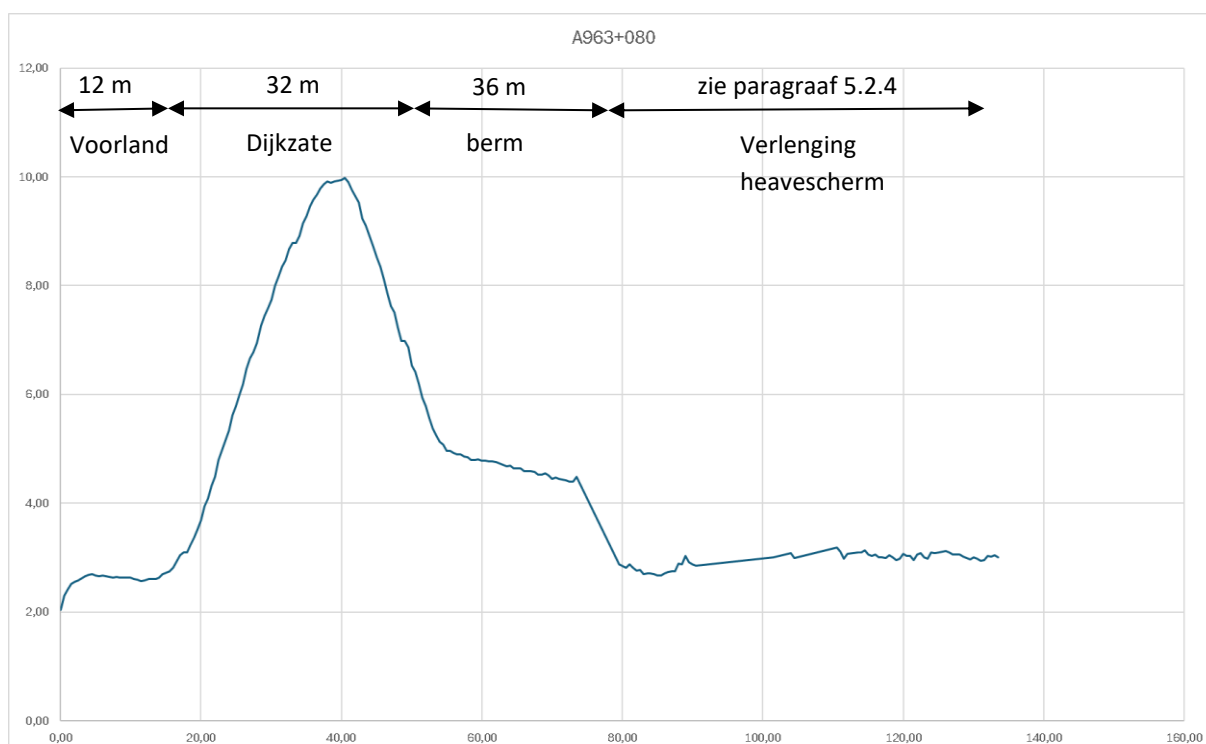
Figuur 5-1: Verschillende faalpaden voor piping bij een intact heavescherm: 1. Onderloopsheid; 2. Achterloopsheid; 3. Bovenloopsheid en 4. Voorloopsheid. Afbeelding komt uit [L2].

### 5.1.1 Onderloopsheid

Bij onderloopsheid wordt in feite gekeken tot welke diepte het heavescherm moet worden ingebracht in het watervoerende pakket onder de deklaag. Voor het vergunbaar ontwerp, deze fase, is in de TUN uitgegaan van een heavescherm dat 8 meter in het watervoerend pakket steekt [B1]. Dit geldt voor het gehele traject. Op basis van de geotechnische lengteprofielen is per dijkvak bepaald wat de representatieve onderkant van de deklaag is en daarmee is de inheidiepte per dijkvak in meters ten opzichte van NAP bepaald. Als er binnen een dijkvak grote verschillen zitten in de onderkant van de deklaag is hier rekening mee gehouden en kan er dus binnen een dijkvak variatie zitten tussen de inheidiepte van het scherm.

### 5.1.2 Achterloopsheid

Achterloopsheid is enkel aan de orde ter plaatse van de aansluiting op de Heusdensebrug in dijkvak 1. Deze aansluiting is aangeduid als maatwerklocatie. Op basis van AHN4 is een profiel gegenereerd ter hoogte van dijkpaal A963+080 en is de aanwezige kwelweg bepaald. Dit profiel is weergegeven in Figuur 5-2. Voor de aansluiting is berekend hoeveel meter het heavescherm doorgezet moet worden ten opzichte van het einde van de berm. De uitgangspunten zoals waterstanden, zandgrofheid en de schematiseringsfactor van 1,03 zijn conform de TUN2 toegepast [B1].



Figuur 5-2: Representatief dijkprofiel A963+080 ter hoogte van aansluiting op de Heusdensebrug

Voor het ontwerpen van de afstand dat het heavescherm doorgezet moet worden zijn een aantal gevoeligheden verkend:

1. Zichtjaar: In de basis berekening is uitgegaan van een ontwerphorizon van 100 jaar (2125) als gevoeligheid is gekeken naar adaptief bouwen door nu te ontwerpen op een levensduur van 50 jaar (2075).
2. Dempden binnendijks watergang: In de basis berekening is uitgegaan van het maaiveld in de aanwezige watergang (= NAP +1,65 m) op basis waarvan het aanwezige verval over kering wordt bepaald. Als gevoeligheid is het verval over de kering bepaald ervan uitgaande dat de watergang wordt gedempt/ dat de watergang volstaat met water (= NAP +2,20 m) tijdens een hoogwatersituatie.

Deze gevoeligheden zijn verkend, omdat voor het doorzetten van het scherm dicht bij een woning gewerkt moet worden en er veel bomen aanwezig zijn. Het is dus wenselijk om de impact zoveel mogelijk te beperken, dit kan bereikt worden doordat het scherm minder ver doorgezet hoeft te worden.

### 5.1.3 Voorloopsheid

Voor de planuitwerking geldt het uitgangspunt dat een constructiezone wordt toegepast voor constructieve oplossingen. Dit betekent dat in het vergunbaar ontwerp een referentieontwerp wordt opgesteld, maar uiteindelijk door de aannemer een andere locatie van het scherm gekozen kan worden als hier vanwege optimalisatie voor uitvoeringlogistiek en kosten aanleiding voor is. Voor het vergunbaar ontwerp zijn de grenzen vastgesteld waarbinnen het scherm in ieder geval moet staan. Hierbij is voornamelijk van belang dat het scherm niet op een locatie geplaatst mag worden waarbij opbarsten voor het scherm (voorloopsheid) kan optreden. Daarnaast zijn omgevingsfactoren van invloed waardoor er beperkingen kunnen zijn. Dit geldt met name voor dijkvak 4 t/m 7 waar Lindenbomen aanwezig zijn op de kruin en met de kroonprojectie voor een groot deel over het binnentalud hangen. Deze beperking is er niet voor dijkvak 1 t/m 3.

Voor het vergunbaar ontwerp zijn voor dijkvak 6 opbarstberekeringen opgesteld om de grenzen van de constructiezone vast te stellen en te bepalen. Deze resultaten zijn representatief voor dijkvak 4 tot en met 7. Randvoorwaarde daarbij is dat de constructiezone niet mag overlappen met de kroonprojectie van de bomen. De volgende werkwijze is gevolgd om de voorloopsheid te controleren:

1. Het stijghoogteverloop wordt bepaald bij WBN met opbarsten bij het uittredepunt (vaak in de sloot of het Oude Maasje);
2. Er wordt uitgegaan van 0,5 m opstuwing van de stijghoogte voor de damwand;
3. De damwand locatie wordt iteratief bepaald waarbij de eerste berekening bij de binnenteen wordt uitgevoerd en de damwand met stappen van 0,5 m wordt opgeschoven;
4. Als bovengrens wordt uitgegaan van een stijghoogte die voor de damwand gelijk is aan WBN. Dit geldt voor de locaties met stoorlagen in de ondergrond, waardoor het watervoerende pakket afgesloten kan worden door het heavescherm;
5. Bij de locatiekeuze van de damwand lezen we de stijghoogte af uit stap 1 en voegen daar de stuwing van stap 2 aan toe;
6. We berekenen de opbarstveiligheid op basis van totaalspanning met een veiligheidsfactor van 1,2.

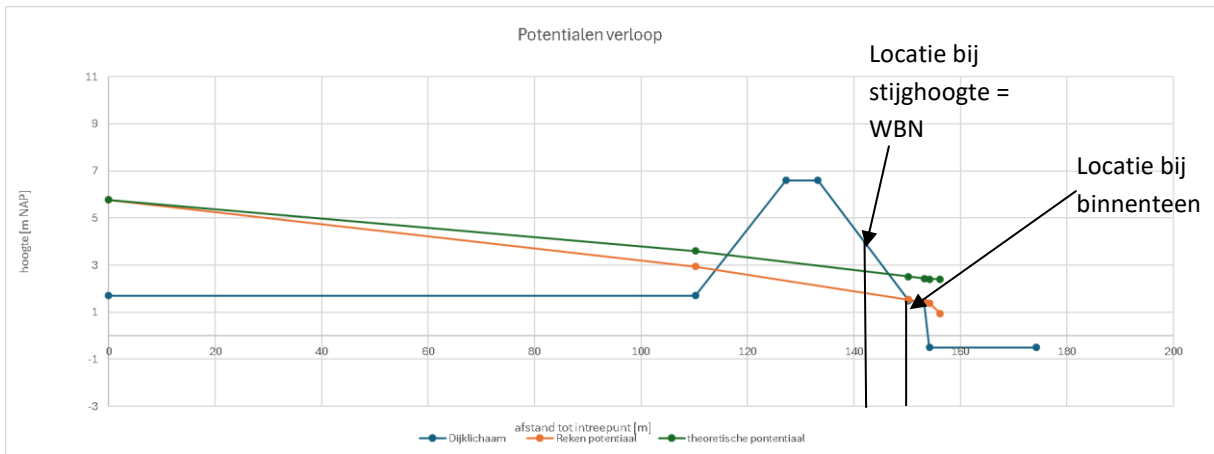
## 5.2 Resultaten

### 5.2.1 Controle locatie heaveschermen (voorloopsheid)

Binnen dijkvak 6 zijn er twee situaties te onderscheiden:

1. Dunne deklaag (onderkant NAP 0,0 m), watergang binnendijs snijdt door de deklaag en het niveau van de binnenteen ligt op NAP +1,5 m.
2. Dikkere deklaag (onderkant NAP -1,1 m), watergang snijdt niet door de deklaag en het niveau van de binnenteen ligt op NAP +1,5 m.

Per locatie is het stijghoogte verloop bepaald waarbij ervan uitgegaan is dat de deklaag onder de watergang opbarst. Onder de watergangbodem heerst tijdens de maatgevende situatie de grenspotential. In Figuur 5-3 en Figuur 5-4 zijn de theoretisch-(groen) en grenspotential (oranje) weergegeven. Onder de figuur zijn de opbarstberekening opgenomen in Tabel 5-1 en Tabel 5-2.

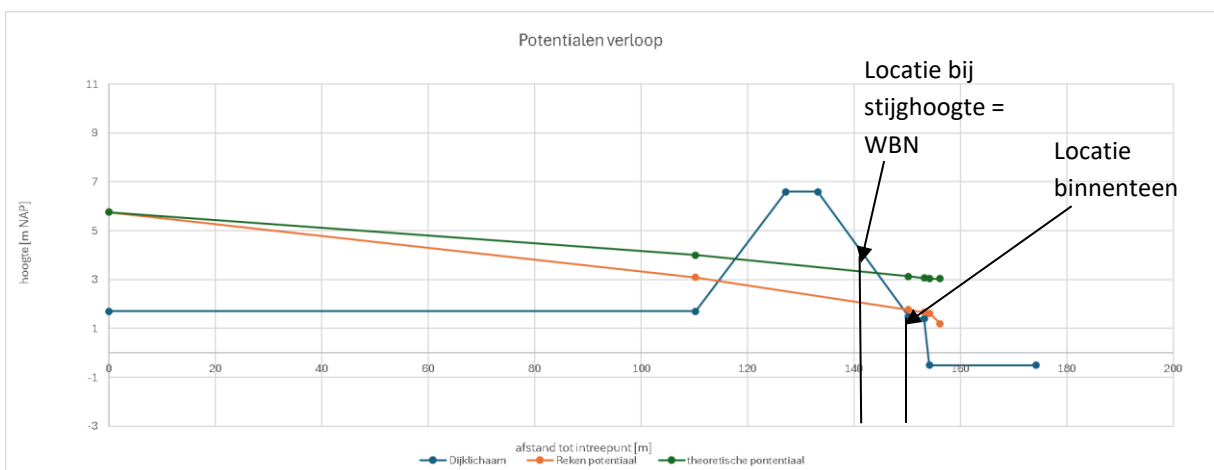


Figuur 5-3: Potentiaalverloop situatie dunnere deklaag (rekenpotentiaal is o.b.v. grenspotentiaal)

Tabel 5-1: Controle locatie heavescherm bij situatie dunnere deklaag in dijkvak 6

	Ondergrens thv binnenteen	Bovengrens o.b.v. WBN*
Locatie scherm richting kruin vanaf de binnenteen [m]	0	7
Maaiveldniveau voor damwand [m+NAP]	1,5	3,9
Stijghoogte onder deklaag +0,5 m opstuwing op basis van grenspotentiaal [m+NAP]	2,03	5,77
Totale gewicht deklaag [kPa]	26	68
Waterdruk [kPa]	20	57
Opbarstveiligheid [-]	1,3	1,21
Controle	Voldoet	Voldoet

\* in berekening 4 is de benodigde locatie van het scherm ten opzichte van de binnenteen teruggerekend uitgaande van WBN



Figuur 5-4: Potentiaalverloop situatie dikkere deklaag (rekenpotentiaal is o.b.v. grenspotentiaal)



Tabel 5-2: Controle locatie heavescherm bij situatie dikkere deklaag in dijkvak 6

	Ondergrens thv binnenteen	Bovengrens o.b.v. WBN*
Locatie scherm richting kruin vanaf de binnenteen [m]	0	7
Maaiveldniveau voor damwand [m+NAP]	1,5	3,9
Stijghoogte onder deklaag +0,5 m opstuwing op basis van grenspotential [m+NAP]	2,27	5,77
Totale gewicht deklaag [kPa]	44	81
Waterdruk [kPa]	33	67
Opbarstveiligheid [-]	1,33	1,21
Controle	Voldoet	Voldoet

Uit de analyse volgt dat voor dijkvak 6 geldt dat het heavescherm in de binnenteen geplaatst kan worden. In de situatie met stijghoogte gelijk aan WBN dient het scherm 7 m richting de kruin verplaatst te worden. Dat komt overeen met ongeveer op de helft van het binnentalud en op de grens met de kroonprojectie. Aangezien de stijghoogte gelijk aan WBN zeer conservatief is, is met de berekeningen aangetoond dat de heaveschermen veilig in de aangehouden constructiezone geplaatst kunnen worden.

### 5.2.2 Inheidiepte heaveschermen (onderloopsheid)

Conform de uitgangspunten is ervan uitgegaan dat het heavescherm 8 m onder de deklaag in het zand moet zitten. Per dijkvak is de onderkant van de deklaag bepaald en de inheidiepte vastgesteld, zie Tabel 5-3. Voor het vergunbaar ontwerp is ervan uitgegaan dat het heavescherm op het onderste ¼ van het binnentalud wordt geplaatst op 1,0 m -mv.

Voor het definitief ontwerp wordt de inheidiepte geoptimaliseerd door in meer detail naar de grondwaterstroming te kijken en de stijghoogte aan de onderkant van het heavescherm te bepalen met behulp van PlaxFlow.

Tabel 5-3: Inheidiepte heavescherm per dijkvak.

Dijkvak	o.k. deklaag [m +NAP]	Inheidiepte heavescherm [m +NAP]
1 (tot dp A968)	0,7	-7,3
1 (vanaf dp A968 tot einde dijkvak)	-3,5	-11,5
2	-3,8	-11,8
3	-1,5	-9,5
4	-2	-10,0
5	-1,5	-9,5
6	-1	-9,0
7	-1,5	-9,5

### 5.2.3 Verhang analyse heavescherm dijkvak 7 (onderloopsheid)

In dijkvak 7 is een heavescherm aanwezig dat de damwand van het gemaal en de sluis aan elkaar verbindt. Het scherm staat in het midden van de kruin en is tot een diepte van NAP -6,0 m aanwezig. Op basis van de stijghoogte is bepaald wat het verhang over is over het scherm. Aan beide kanten van het scherm is oppervlaktewater aanwezig zonder deklaag. Het ligt daardoor voor de hand dat de stijghoogte het gemiddelde is van WBN en polderpeil (NAP +2,46 m). Het verval over het scherm is daardoor ongeveer 3 m. De onderkant van de deklaag bevindt zich op NAP -1,0 m waardoor het scherm 5,0 m in het zand zit. De verhangberekening is uitgevoerd voor verschillende zichtjaren op basis van de volgende formule:

$$i = \frac{\Delta H}{L_{scherm}}$$

Het maximaal toelaatbaar verhang ( $i_{kritiek}$ ) bedraagt 0,5 conform het OI2014. In Tabel 5-4 zijn de resultaten weergegeven. Uit de berekening volgt dat ook bij een korte levensduur het heavescherm niet voldoet en dus op korte termijn vervangen moet worden.

Tabel 5-4: Resultaat verhangberekening voor verschillende zichtjaren

Zichtjaar	WBN	$\Delta H$	Optredend verhang $i$	Resultaat
2125	5,76	3,13	0,63	Voldoet niet
2100	5,58	3,04	0,61	Voldoet niet
2075	5,41	2,96	0,59	Voldoet niet
2050	5,23	2,87	0,57	Voldoet niet
2025	5,06	2,78	0,56	Voldoet niet

In het vergunbaar ontwerp wordt uitgegaan van dat het heavescherm vervangen moet worden. In het DO wordt de verhangberekening geoptimaliseerd doormiddel van een nadere beschouwing van de geohydrologie parallel in het grondlichaam en daarmee samenhangend de optredende stijghoogte aan de onderkant van het heavescherm. Meer inzicht in de grondwaterstroming kan ertoe leiden dat het heavescherm voldoende lengte heeft en dus niet vervangen hoeft te worden.

### 5.2.4 Aansluiting Heusdensebrug (achterloopsheid)

Aan de noordoost zijde van traject Doeveren sluit het heavescherm aan op het grondlichaam van de Heusdensebrug. Om achterloopsheid uit te sluiten is hier een Sellmeijer analyse uitgevoerd om te beschouwen wat de benodigde kwelwegverlenging is. Deze kwelwegverlenging wordt gerealiseerd door het heavescherm, parallel aan het grondlichaam van de Heusdensebrug, door te trekken in zuidelijke richting.

In Tabel 5-5 zijn de resultaten weergegeven van de vier doorgerekende situaties, zoals beschreven in paragraaf 5.1.2. Afhankelijk van de situatie is er 7 tot 41 m kwelwegverlenging nodig. De binnendijkse watergang staat tijdens dagelijkse omstandigheden droog. De hoogte uit het AHN zijn in het veld geverifieerd en als betrouwbaar beoordeeld.

Voor de fase van het vergunbaar ontwerp wordt uitgegaan van de situatie met de grootste kwelwegverlenging. Dit is de situatie waarbij ontworpen wordt op een levensduur van 100 jaar en de binnendijkse watergang niet wordt gedempt. Voor het definitief ontwerp wordt de aansluiting geoptimaliseerd.

Tabel 5-5: Resultaat benodigde kwelwegverlenging aansluiting Heusdensebrug.

Analyse	Waterstand [m+NAP]	Aanwezige kwelweg [m]	Kritisch verval H <sub>c</sub> [m]	Aanwezig verval ΔH-0,3d [m]	Kwelweg- verlenging [m]
Diepte sloot o.b.v. AHN - WBN 2125	6,1	80	5,79	4,2	41
Dempen sloot – WBN 2125	6,1	80	4,80	3,5	18
Diepte sloot o.b.v. AHN – WBN 2075	5,75	80	5,31	3,8	29
Dempen sloot – WBN 2075	5,75	80	4,31	3,1	7

# 6 Overige mechanismen

## 6.1 Bekleding

Met het uitgevoerde grondonderzoek voor de planuitwerking [B2] is bevestigd dat een het grootste deel van het buitentalud voldoende klei aanwezig is (dijkpaal A965+025 – einde traject). In het begin van het traject ter hoogte van de Heusdensebrug is in een taludboring zand aangetroffen (begin traject – A965+025). Voor het deel waar klei is aangetroffen geldt dat de beoordeling gelijk blijft aan het oordeel vanuit LBO1 [B4], [B5]. Hieruit volgde voor elk dijkvak categorie oordeel van Iv of IIv en is er geen ontwerpogave. Voor het deel waar zand is aangetroffen geldt dat de situatie afwijkt van LBO1. Hier is namelijk sprake van een gras op zand situatie en dient de bekleding verbeterd te worden. Vanaf de Heusdensebrug tot aan dijkpaal A965+025 dient over het gehele talud de zand bekleding vervangen te worden conform de TUN2 [B1]:

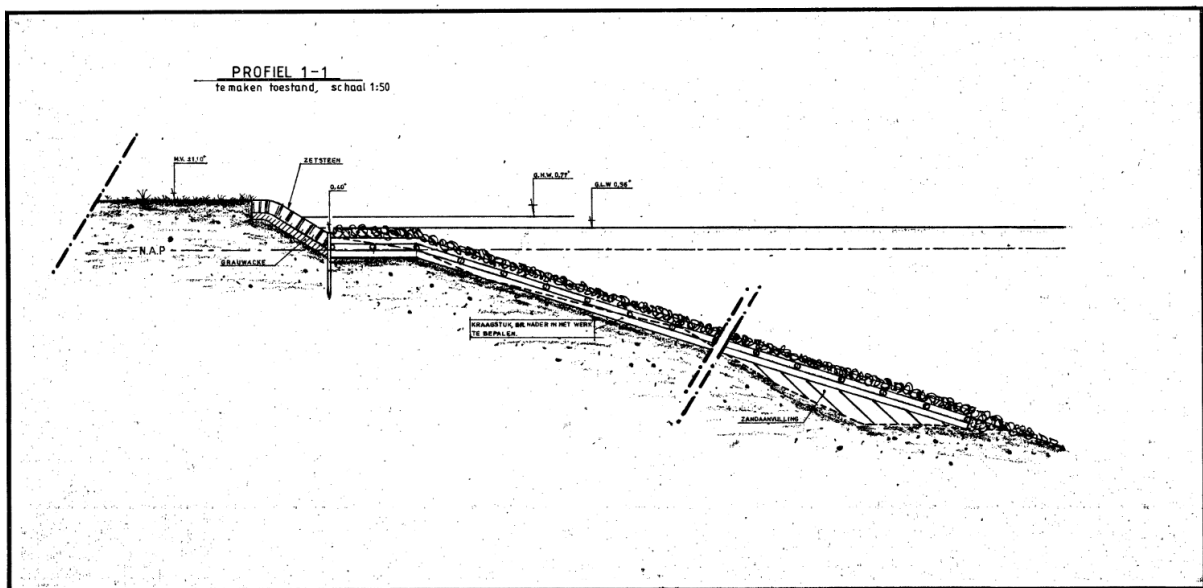
- Afgraven 0,3 m teelaarde en in depot zetten;
- Afgraven en afvoeren 0,7 m zandige bekleding;
- Aanvoeren en verwerken 0,7 m klei klasse 2;
- Terugbrengen en inzaaien van 0,3 m teelaarde.

## 6.2 Microstabiliteit

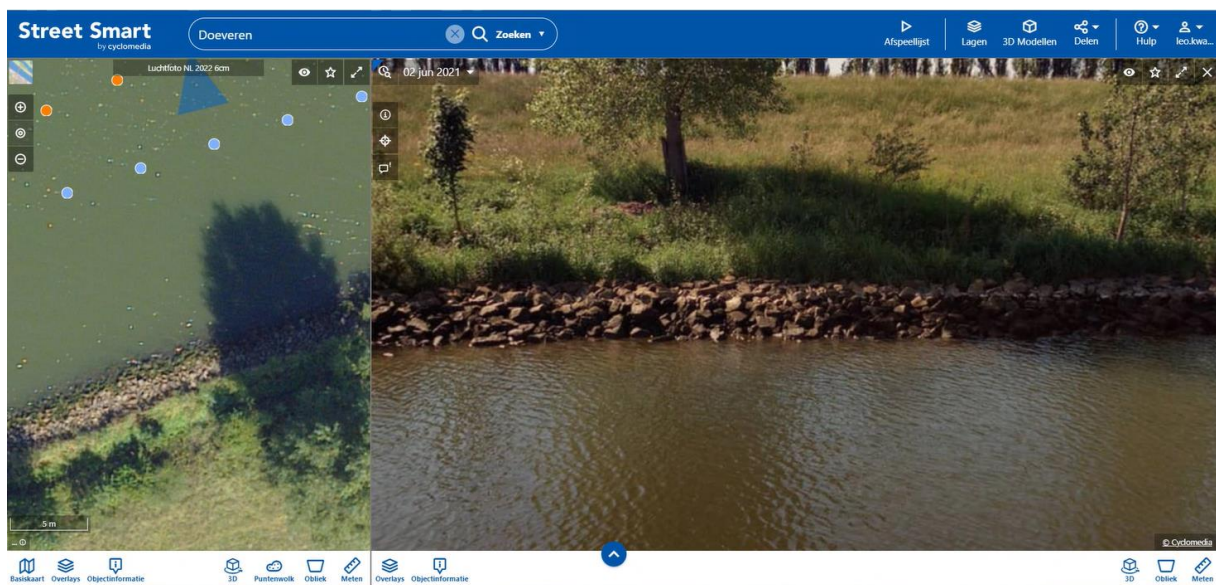
Op basis van de aanscherping in de beoordeling van de overige toetsporen in deze fase, zijn de uitgangspunten voor microstabiliteit niet veranderd. Zodoende blijft het oordeel LBO1 gelden [B4], [B5]. Hieruit volgde voor elk dijkvak categorie oordeel van IIv. Er is geen ontwerp benodigd.

## 6.3 Voorland

Op basis van de aanscherping in de beoordeling van de overige toetsporen in deze fase, zijn de uitgangspunten voor het toetsspoor Voorland niet veranderd. Zodoende blijft het oordeel LBO1 gelden [B4], [B5]. Hieruit volgde voor elk dijkvak categorie oordeel van IIv. Er is geen ontwerp benodigd. In de verkenning is aangegeven dat gecontroleerd moet worden of de oeverbekleding uit de bestekstekeningen (zie Figuur 6-1) aanwezig is. Dit is inmiddels gecontroleerd met Street Smart (zie Figuur 6-2).



Figuur 6-1: Uitsnede oeverbestorting



Figuur 6-2: Bevestiging van aanwezigheid oeverbestorting.



# 7 Niet waterkerende objecten (NWO's)

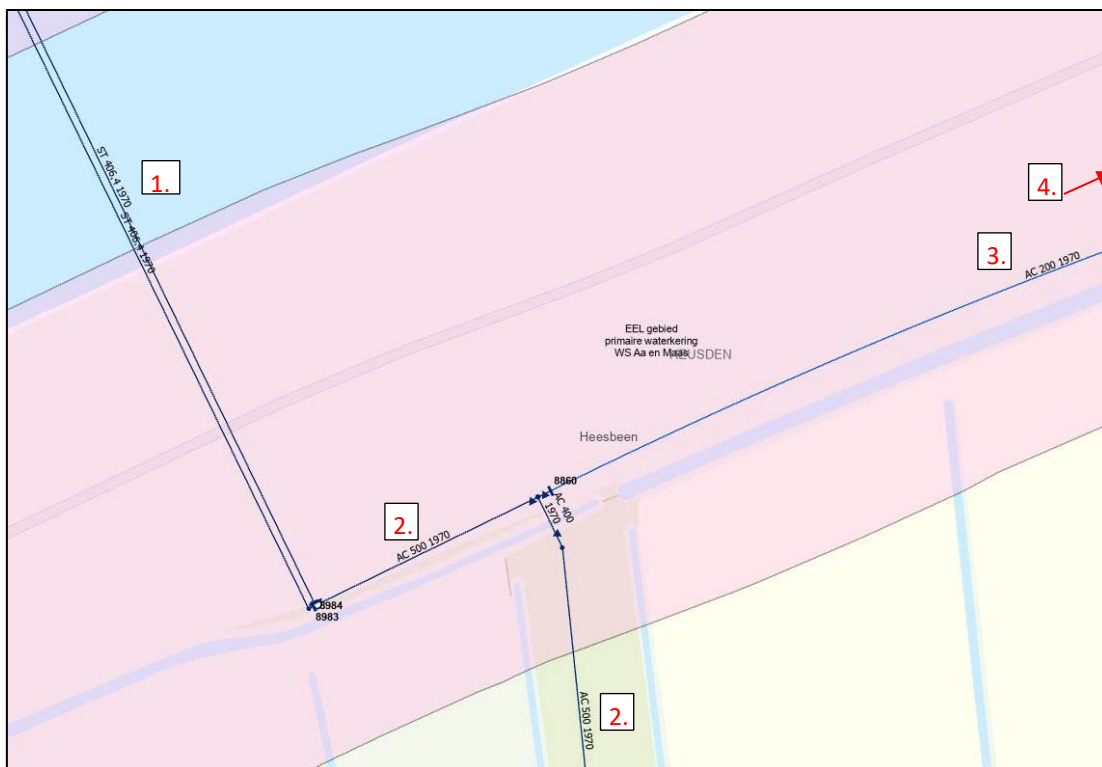
## 7.1 Begroeiing

Onder Macrostabiteit is de maatgevende situatie van de begroeiing geanalyseerd. Dit zijn de Lindenbomen langs de Heusdenseweg in dijkvak 4. Uit de berekening is gebleken, uitgaande van een ontgrondingskuil van een omgewaaide boom, dat de stabiliteitsfactor 1,07 bedraagt. De gereduceerde eis is 1,01, waarin een kans van ontgroning van 1% is meegenomen en een modelfactor van 1,05.

Op de rest van het traject zijn bomen aanwezig van kleinere omvang en deze staan op grotere afstand van de kering dan de beschouwde situatie.

## 7.2 Kabels en leidingen

In dijkvak 1 en op de overgang naar dijkvak 2 zijn kruisende en parallel lopende drinkwatertransportleidingen van Brabant Water aanwezig. Concreet gaat het om de watertransportleiding van Altena naar Heusden die circa 700 meter westelijk van de Heusdense Brug de Bergsche Maas kruist (zie Figuur 7-1).



Figuur 7-1: Overzicht waterleidingen aan zuidelijke oever Bergsche Maas. Paarse arcering = beschermingszone.

De leidinggegevens zijn weergegeven in Tabel 7-1.

Tabel 7-1: Leiding- en procesgegevens drinkwatertransportleidingen zuidelijke oever Bergsche Maas

Leidinggegevens	Stalen leiding (1)	AC 500 (2)	AC 200 (3)	PVC 200 (4)
Leidingmateriaal	Staal, voorzien van KB	Asbest-cement	Asbest-cement	PVC

Leidinggegevens	Stalen leiding (1)	AC 500 (2)	AC 200 (3)	PVC 200 (4)
Afstand tussen leidingen	2 zinkers/leidingen			
h.o.h. 1,00 m (in rivier)				
h.o.h. 1,50 m (in waterkering)	-	-	-	
Diameter (buiten)	419 mm	564 mm	232 mm	200 mm
Diameter (binnen)	399 mm	500 mm	200 mm	188,2 mm
Wanddikte	10 mm	32 mm	16 mm	5,9 mm
Drukklasse	1 MPa	1 MPa	1 MPa	1 MPa
Bedrijfsdruk	380 - 390 kPa	380 - 390 kPa	375 - 385 kPa	365 - 375 kPa
Maximale druk	390 kPa	390 kPa	385 kPa	375 kPa
Diepte onder maaiveld	1 - 1,20 meter	1 - 1,20 meter	1 - 1,20 meter	1 - 1,20 meter
Maximale debiet per leiding	242 m <sup>3</sup> /u	484 m <sup>3</sup> /u	32 m <sup>3</sup> /u	32 m <sup>3</sup> /u
Jaar van aanleg	1970	1970	1970	1974

De leidingen zijn getoetst aan de NEN 3651:2020 in de in bijlage B2 uitgevoerde effectstudie. In deze studie zijn ook meer detailgegevens te vinden over de leidingen. De belangrijkste conclusies uit de effectstudie zijn:

- De twee stalen zinker leidingen die de dijk en de waterweg kruisen voldoen aan de norm en deze zouden volgens de NEN 3650 norm niet vervangen hoeven te worden;
- Wel zijn enkele kanttekeningen gemaakt ten aanzien van de waterveiligheid en de ligging van de leiding door het leggerprofiel (onder dijktafelhoogte);
- De leidingen parallel aan de kering is niet gecontroleerd of deze voldoet aan de norm vanwege het ontbreken van noodzakelijk leiding parameters. Dit heeft te maken met het specifieke materiaal asbest cement.

In onderstaande paragrafen wordt het effect van de waterleiding, als niet waterkerend object, op de waterkering in beeld gebracht.

### 7.2.1 Leiding faalkansen

Bij de beoordeling van waterkeringen worden leidingfaalkansen (frequenties) uitgedrukt in de kans per meter per jaar. Deze leidingfaalkansen dienen vervolgens met de aanwezige leidinglengte te worden vermenigvuldigd. Voor de kruisende leiding wordt gerekend met de lengte van het dijksprofiel tussen de binnenteen en buitenteen, deze is gelijk aan ~50 m. De segmentlengte van het profiel die initieel hoger ligt dan de gereduceerde kruinhoogte (na falen van de leiding) is +/- 25-30 m. De faalkans van de leidingen is gebaseerd op KWR 2020 en is weergegeven in onderstaand figuur.

Tabel 3.1 Leiding faalkansen inclusief oorzaak door derden (per meter leiding per jaar) per leidingtype voor drinkwaterleidingen, (KWR, 2020). De schuinedrukte onderstreepte leidingfaalkansen in de tabel zijn gebaseerd op minder dan 10 storingen (deze resultaten kunnen met een betrouwbaarheidsinterval van 95% een factor 2 of meer afwijken, zie ISO 2394, 2015)

Materiaal	Diameter ranges [mm]				
	40-89	90-124	125-200	201-400	401-700
AC	1.1E-04	9.0E-05	9.0E-05	4.0E-05	1.0E-05
Grijs Gietijzer	1.2E-04	8.0E-05	5.0E-05	2.0E-05	<u>1.0E-05</u>
Nodulair Gietijzer	<u>4.0E-05</u>	4.0E-06	1.0E-05	4.0E-06	<u>3.0E-06</u>
Staal*	2.4E-04	2.5E-04	1.7E-04	9.0E-05	<u>2.0E-06</u>
PE	1.0E-05	2.0E-05	2.0E-05	1.0E-05	<u>2.0E-06</u>
PVC	3.0E-05	2.0E-05	3.0E-05	2.0E-05	1.0E-05

\* De storingsfrequentie van stalen leiding (<400 mm) is bepaald door oude stalen leiding uit de periode 1970/1980. Voor nieuwe stalen leidingen kan de faalkans geoptimaliseerd worden

### Faalkansen

- De kruisende waterleiding betreft een stalen leiding met diameterklasse Ø 399 mm met een faalkans van orde grootte 9,0E-05 per jaar;
- De parallelle leiding betreft een AC leiding met een diameterklasse Ø 500 mm met een faalkans van orde grootte 1,0E-05 per jaar.

In deze analyse van de kruisende leiding is de binnendiameter van Ø 399 mm gehanteerd. Dit ligt net aan in de klasse 201-400 mm welke gehanteerd wordt in [B9]. Tussen de twee klassen 201-400 en 401-700 zit een factor **45** in de leiding faalkans. Waarbij meegegeven moet worden dat voor de klasse 401-700 de leidingfaalkans gebaseerd is op minder dan 10 storingen. De werkelijke faalkans van de stalen leiding is kleiner dan de gemiddelde waarde die opgegeven is voor de klasse van 201 – 400. Voor de kruisende leiding is uitgegaan van een factor **10** kleinere faalkans (=9,0E-06).

## 7.2.2 Parallel liggende waterleiding

De parallelle waterleiding ligt aan dijkzijde bij de insteek van de watergang. De parallel liggende leiding heeft op het grootste deel een diameter van 200 mm en op een klein deel een diameter van 500 mm (zie Figuur 7-1). De maximale druk voor beide leidingen is 4 bar. Bij de beschouwing van de parallel liggende leiding is uitgegaan van het deel met de grootste diameter, omdat deze ook de grootste impact kan hebben. Het deel met de kleinere diameter is altijd gunstiger.

Boven de leiding ligt een grondmassa van 1,2 meter en de diameter van de leiding is 550 millimeter. Ondanks dat dit een niet waterkerend object is, is het echter wel mogelijk dat dit object leidt tot stabiliteitsverlies van de kering met een niet toelaatbare kans van voorkomen. Voor dijkvak 1 geldt dat uit de stabiliteitsanalyse is gebleken dat de meest aannemelijk afschuiving tijdens hoogwater niet leidt tot het falen van de kering. Door het brede grondlichaam is er sprake van een eerste afschuiving, maar er blijft voldoende restprofiel over voor een veilige situatie.

Voor het analyseren wat de invloed van de waterleiding is, is de beschouwing uitgevoerd op basis van de eerste afschuiving. In de beschouwing is uitgegaan van een aantal evenementen die moeten gebeuren die van invloed zijn, namelijk:

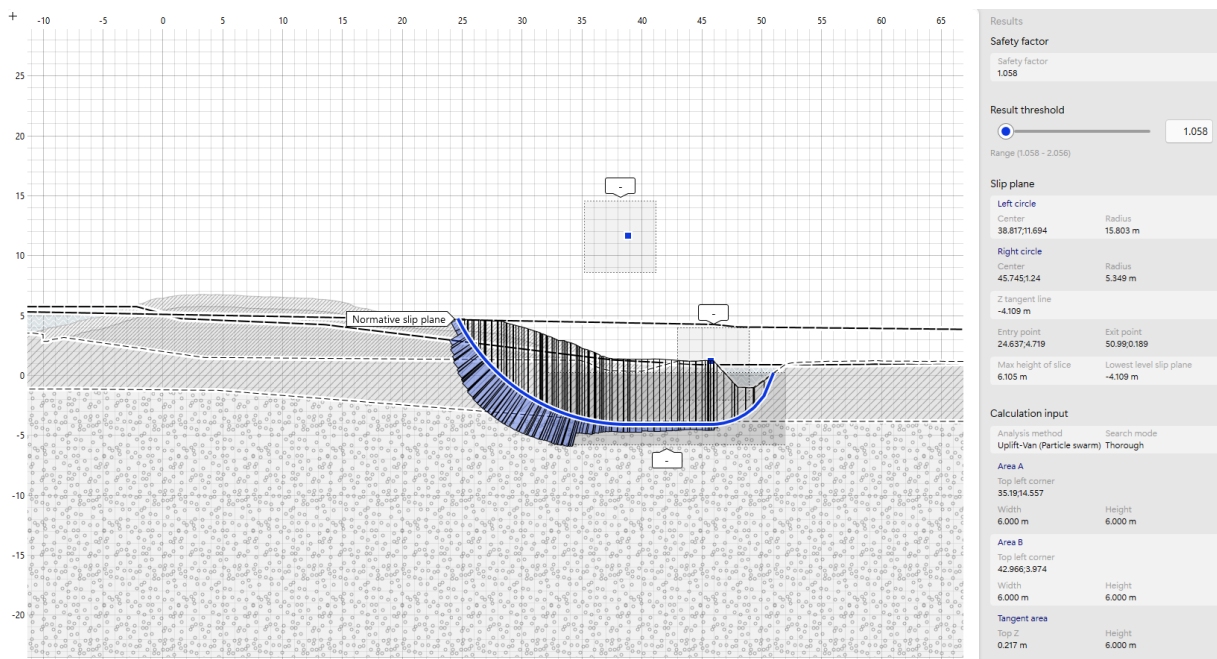
1. Er moet een hoogwater situatie zijn op de Maas, waardoor een afschuiving als gevolg van het falen van de waterleiding kan leiden tot een overstroming;
2. Vervolgens kunnen er twee situatie ontstaan;

- a. Tijdens het hoogwater faalt de waterleiding als gevolg van het bezwijken van de leiding, hierdoor treedt een erosiekrater op rondom de waterleiding wat de afschuifveiligheid negatief beïnvloed doordat gronddruk afneemt en de waterspanningen hoger worden;
  - b. Tijdens het hoogwater treedt de eerste afschuiving op waardoor als gevolg van de vervorming de waterleiding beschadigd en er een erosiekrater ontstaat.
3. Voor beide situatie geldt dat er een restprofiel ontstaat die moet voldoen aan een vastgestelde veiligheidseis, rekening houdend met de kans van voorkomen van het samenvallen van hoogwater en het bezwijken van de leiding.
  4. Bij de overgang van de twee kruisende leiding naar de parallel liggende leiding zitten twee afsluiters. De toevoer kan dus afgesloten worden tijdens een calamiteit. Voor beide situaties geldt dus dat er een kans is op het afsluiten van de waterleiding, waardoor het uitreden van water en daardoor eroderen van de grond rondom de leiding wordt gestopt, en nemen van herstelwerkzaamheden door grond aan te vullen rondom de erosiekrater.

Voor situatie 2a geldt dat de kans op het spontaan falen van de kering met  $1,0^E-05$  zeer klein is. De leidingen worden goed onderhouden en zijn ontworpen conform de richtlijnen. Er is aangenomen dat situatie 2b de maatgevende situatie is.

### Event 1

In Figuur 7-2 is de basis schematisatie van dijkvak 1 weergegeven met de veiligheidsfactor behorend bij de eerste, meest aannemelijke, schuifvlak. De veiligheidsfactor is van deze situatie is 1,058. Als gevolg van deze afschuiving faalt de binnendijkse waterleiding waardoor een erosiekrater ontstaat door het uitstromen van water.



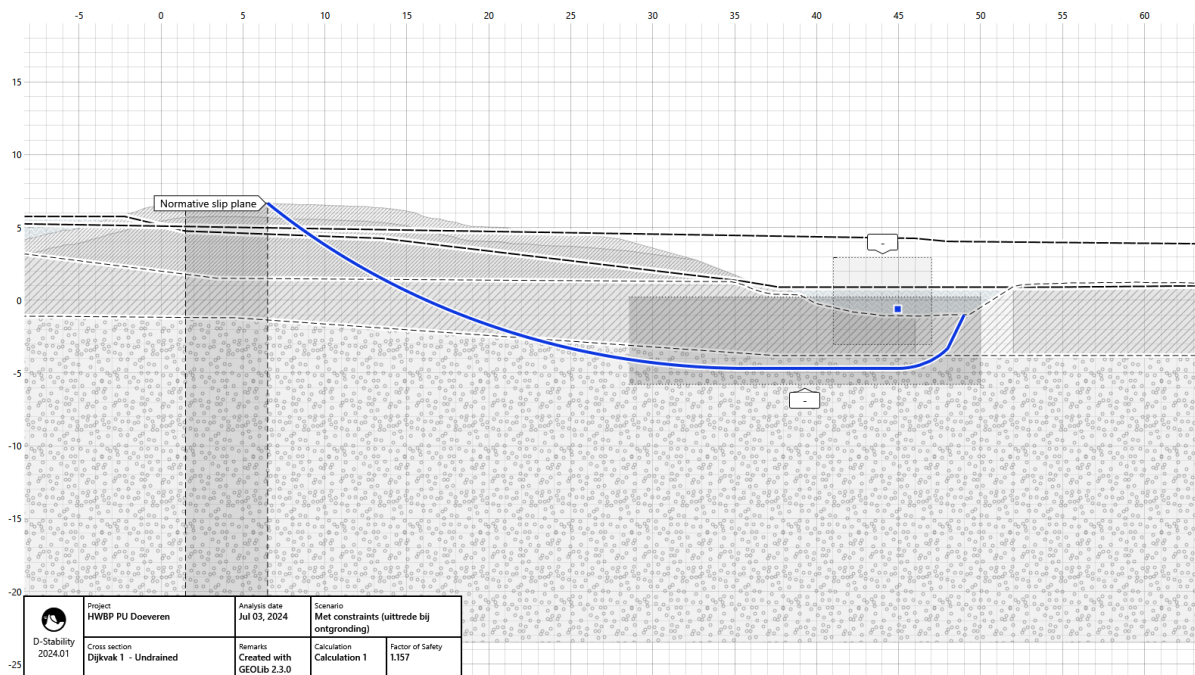
Figuur 7-2: Eerste afschuiving als gevolg van hoogwater, waardoor de waterleiding bezwijkt

### Event 2b

Vervolgens treedt erosie op. Conform de berekeningen in bijlage B2 is uitgegaan van erosiekrater van 2,1 m - mv diep en een breedte aan weerszijde van 9,3 m. Bij de dimensionering van de erosie – zoals hierboven beschreven – is aangenomen dat na het falen van het binnentalud, de waterleiding niet tijdig wordt afgesloten en dat de erosie volledig kan doorzetten tot een balans is opgetreden. De kans dat de eerste afschuiving optreedt en daardoor de waterleiding bezwijkt en dat de waterleiding niet tijdig wordt afgesloten wordt aangenomen op 20%. Hierbij is rekening gehouden dat tijdens een hoogwater situatie het Waterschap in

hoogste staat van paraatheid staat en op kritische locatie voorzorgsmaatregelen genomen zullen worden. De gereduceerde eis wordt daarmee 1,13 (op basis van 20% kans en een modelfactor van 1,06).

In Figuur 7-3 is de schematisatie en de veiligheidsfactor van het falen van het restprofiel weergegeven. In de schematisatie van de ontgronding is aangenomen dat na event 1, het talud 1 meter verzakt ter plaatse de insteek van het glijvlak. In de berekening is niet rekening gehouden met grondverplaatsing richting de sloot als gevolg van de eerste afschuiving. Netto is er hierdoor minder grond aanwezig aan de passieve zijde dan werkelijk het geval zou zijn. Dit is dus een conservatieve schematisatie. In de kruin is een constraint toegepast dat na het falen de kruinbreedte minimaal 5 meter is. De resulterende veiligheidsfactor is 1,16.



Figuur 7-3: Secundaire afschuiving na eerste afschuiving en bezwijken waterleiding

De berekende stabiliteitsfactor bij een bezwijken waterleiding met erosiekrater is hoger dan de stabiliteitseis. De parallel liggende waterleiding heeft geen significant risico op de veiligheid van de kering.

### 7.2.3 Kruisende waterleiding

Voor het analyseren van de kruisende leiding is gebruik gemaakt van doorontwikkeling veiligheidsraamwerk K&L [B12]. Hierin wordt aanbevolen om leiding te falen te analyseren als direct faalmechanisme, waarbij de faalkanseis ten laste van de post 30% "overige" van de toelaatbare overstromingskans komt. In paragraaf 7.2.3.1 is deze analyse uitgewerkt. Naast deze analyse is als schaduwanalyse ook een beschouwing uitgevoerd van leidingfalen als verzwarende omstandigheid bij een direct faalmechanisme, waarbij de kans op leidingfalen moet passen binnen de voor het dijksfaalmechanisme beschikbare faalkansruimte. Er is voor gekozen om dit uit te werken voor het faalmechanisme macrostabiliteit. In paragraaf 7.2.3.2 is deze analyse uitgewerkt. Het effect op piping is niet beschouwd, omdat in het ontwerp een heavescherm is voorzien.

Door beide analyse op te nemen in deze technische onderbouwing is getracht om een volledig en dekkend beeld van de leidingscope te presenteren.

#### 7.2.3.1 Leiding falen als direct faalmechanisme

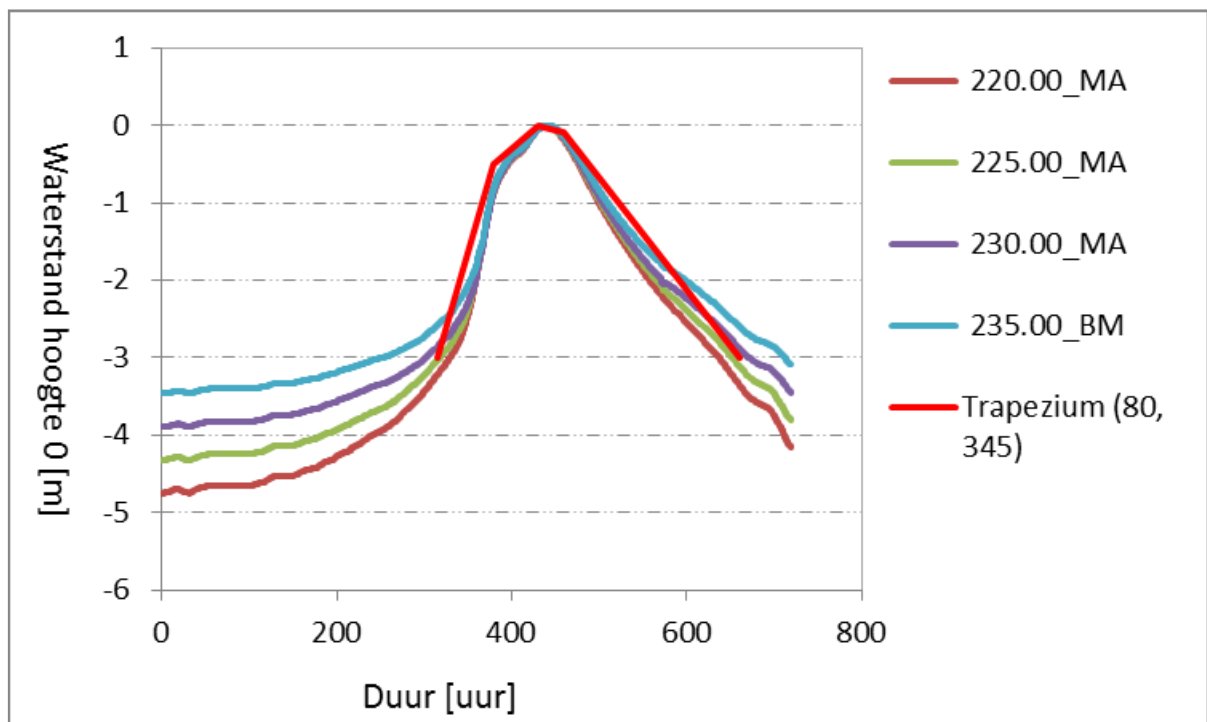
Voor het toetsen van leidingfalen als direct faalmechanisme is uitgegaan van 1% faalkansruimte uit de post 30% "overige" van de toelaatbare faalkans van het dijktraject ( $P_{max}$ ). Het veiligheidsraamwerk [B12] stelt 1% als voldoende veilig geachte startwaarde. Voor de bepaling van de faalkanseis per individuele leidingkruising, in



analogie met de benadering bij waterkerend kunstwerken, is uitgegaan van een equivalent aantal kruisingen of  $N_{EQ,KR,PL} = 10$ . De faalkans van het traject is 1/3000 per jaar (ondergrens). De faalruimte, het equivalent aantal kruisingen en de trajectfaalkans resulteert in een faalkanseis van  $3,33 \cdot 10^{-7}$  per jaar. Dit is de eis voor het falen van de leiding met sterktereductie en vervolgens geen herstel en vervolgens ook nog dijkfalen.

In de memo effecten waterleiding i.r.t. dijkversterking Doeveren (zie bijlage B2) is berekend dat voor de stalen zinkerleiding rekening gehouden moet worden met een erosiekrater diepte van 1,94 [m]. De kruinhoogte rondom de waterleiding ligt op NAP+ 6.70 m (referentie DP D1\_4 = NAP+6.63 en DP D2\_1 NAP+ 6.74). Voor de analyse is rekening gehouden met een nieuwe kruinhoogte van  $NAP+ 6.70 - 1.94 = NAP+ 4.76$  [m].

Op basis van de waterstandberekeningen bij zichtjaar 2075 is bepaald dat bij de verlaagde kruinhoogte een herhalingstijd van 1/60 per jaar hoort (waterstand NAP+ 4.723 [m]). Het waterstandsverloop in de Maas is beschreven (Deltares, 2016B). Voor de Maas en de Bergsche Maas (BM) geldt het volgende:



Figuur 7-4: Geschematiseerd waterstandsverloop voor deelgebied 6. Trapeziumverloop met duur op het niveau -3 van 345 uur en topduur van 80 uur. De duur van het niveau van -0,3 m tot de piekwaarde van 0 m bedraagt 65 uur en de duur van de piekwaarde tot het niveau van -0,1 m bedraagt 30 uur. De totale duur van de voorflank is 115 uur en van de achterflank is 230 uur.

In de voorliggende analyse is uitgegaan van een waterstand met een terugkeertijd 1/60 per jaar, behorende bij de gereduceerde kruinhoogte. De duur van de hoogwatergolf in dagen is daarmee anders dan het waterstandsverloop bij maatgevende rivierafvoeren. Voor de maatgevende waterstanden wordt een topduur van 80 uur aangehouden (> 3 dagen). Er is niet naar de topduur gekeken maar naar een breder spectrum daaronder. Voor voorliggende analyse is uitgegaan van een hoogwatergolf van 6 dagen (=144 uur).

#### Kans op een erosiekrater

Het grootste deel van de lekken in drinkwaterleidingen betreft een sluipend lek, dat in tegenstelling tot een gapend lek niet leidt tot een erosiekrater rondom het lek, maar wel tot verzadiging van het grondmateriaal rondom de leiding. Er geldt dat niet alle sluipende lekken worden opgemerkt (in ieder geval niet direct). In een inventarisatie van storingen (van reguliere leidingen) is waargenomen dat in ongeveer **90%** van de gevallen er geen erosiekrater optreedt, zie KWR (2020), Bijlage C. In deze inventarisatie is ook gebleken dat het overgrote deel (80-90% van de storingen met kraters) een krateroppervlak heeft dat kleiner is dan 10 m<sup>2</sup>. Er is niet

onderzocht hoe de afmetingen van optredende erosiekraters zich verhouden tot de te berekenen kraterafmetingen volgens de NEN 3651. De algemene verwachting is dat de kraterafmetingen die worden berekend volgens NEN 3651 leiden tot aanzienlijke overschattingen. De kans op het optreden van een erosiekrater, bij falen van de leiding is 10%. In de faalkansanalyse is deze kans meegenomen in het bepalen van de faalkans.

### Faalkansanalyse

De volgende faalpadenanalyse is gehanteerd voor het bepalen van de faalkans van de leiding. De faalkans is getoetst aan de faalkanseis.

1. Relevante segmentlengte bepalen
2. Leidingfaalkans segment bepalen ( $P_{\text{falen leiding}}$ )
3. Diepte ontgrondingskuil = kruinverlaging
4.  $P_{\text{optreden waterstand}}$  = Kans (optreden waterstand > verlaagde kruin) (= faaldefinitie)
5.  $P_{\text{niet gedetecteerd en hersteld}}$  = (tijdsduur detectie en herstel + duur hoogwatergolf / 365)
6.  $P_{\text{falen,dmv,erosiekrater}}$  = kans op falen middels een erosiekrater
7.  $P_{\text{falen}} = P_{\text{falen leiding}} \times P_{\text{optreden waterstand}} \times P_{\text{niet gedetecteerd en hersteld}} \times P_{\text{falen,dmv,erosiekrater}}$

Berekening:

$$P_{\text{falen leiding}} = 9,0^E-06 \text{ m}^{-1}\text{j}^{-1} \times 50 \text{ m} = 4,5^E-04 \text{ j}^{-1}$$

$$P_{\text{optreden waterstand}} = 1/60 \text{ j}^{-1}$$

$$P_{\text{niet gedetecteerd en hersteld}} = (2 \text{ dagen} + 6 \text{ dagen})/365 = 8/365$$

$$P_{\text{falen,dmv,erosiekrater}} = 1/10 \text{ j}^{-1}$$

$$P_{\text{falen}} = 4,5^E-04 \times 1/60 \times 8/365 \times 1/10 = 1,64^E-08 \text{ j}^{-1} \rightarrow \text{eis } 3,33^E-07 \text{ j}^{-1}$$

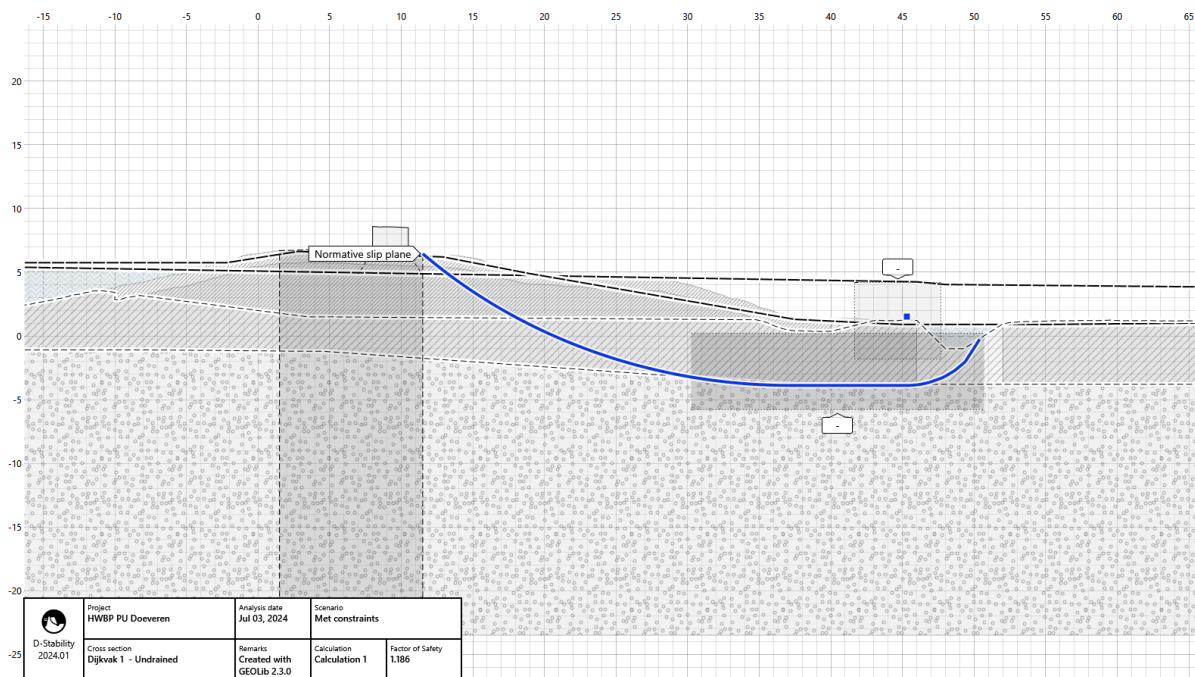
De faalkans voldoet ruim aan de 1% van de norm en ook aan de 0,1% van de norm.

Aangezien in de faalkans bepaling rekening is gehouden met 10% kans op een erosiekrater is in voor de overige 90% een analyse uitgevoerd naar de invloed op het directe faalmechanisme macrostabiliteit. Dit is uitgewerkt in paragraaf 7.2.3.2.

#### 7.2.3.2 Leidingfalen is verzwarende omstandigheid bij direct faalmechanisme Macrostabiliteit

In de meeste gevallen, bij het falen van een waterleiding, zal sluipende lek optreden. Als dit gebeurt nemen de waterspanningen toe in de kering waardoor de stabiliteit omlaag gaat. Het verhoogde freatisch niveau resulteert in een stabiliteitsfactor van 1,18. In Figuur 7-5 is de afschuiving weergegeven.

Het scenario met een verzadigde dijk als gevolg van sluipende lek is getoetst aan de eis die afgeleid is op basis van 0,1% faalkansruimte, de kans van het falen van de leiding van  $1,0^E-05 \text{ j}^{-1}$ , modelfactor van 1,06 en een schematiseringsfactor van 1,1. Dit resulteert in een stabiliteitseis van 0,96.



Figuur 7-5: Stabiliteit met verhoogd freatisch niveau door sluipende lek

De berekende stabiliteitsfactor is hoger dan de eis. Er wordt voldaan aan de norm.

### 7.3 Gebouwen

Er zijn twee woningen aanwezig die nabij de waterkering liggen. In het begin van het traject ligt een woning op ongeveer 15 meter van de binnenteen af. Tussen de binnenteen en de woning is een watergang aanwezig. Op deze locatie is een zeer breed dijprofiel aanwezig met een grote berm. Deze woning wordt vanuit macrostabiliteit binnenwaarts niet als potentieel risico gezien. Ten aanzien van piping is hier een heavescherm voorzien, waardoor de woning geen potentieel effect op piping kan hebben.

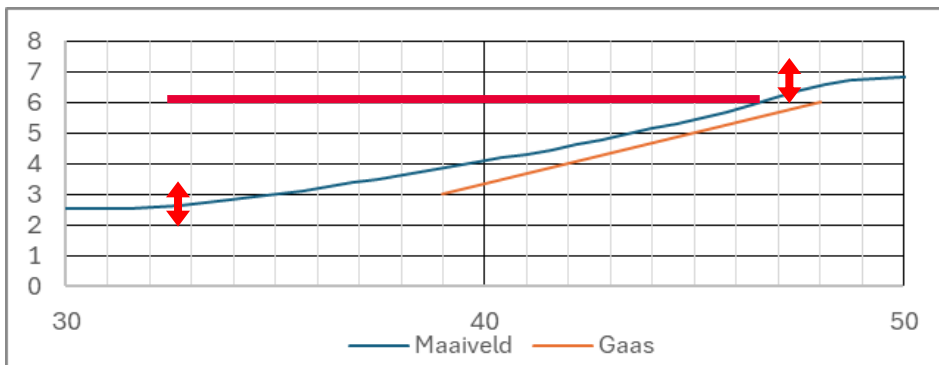
Ter hoogte van het gemaal is een woning aanwezig op 25 m van de binnenteen van de kering. Deze afstand wordt als groot genoeg ingeschat om negatief effect te hebben om een binnenwaartse afschuiving. Voor piping geldt dat hier een heavescherm is voorzien, waardoor de woning geen negatief effect op piping kan hebben.

# Graverijen

In het projectgebied zijn grote gravers waargenomen. Het risico op graafschade en als gevolg daarvan het risico op een dijkdoorbraak is daardoor groot. Voor het project is vastgesteld dat maatregelen tegen graverijen integraal worden meegenomen in het ontwerp. Uit het geotechnisch onderzoek is gebleken dat de kern van de dijk van dijkvak 1 t/m3 bestaat uit klei en van dijkvak 4 t/m 7 een zandige kern heeft. De kans op een dijkdoorbraak door graafschade is bij dijken met een zandkern, vanwege de erosie gevoeligheid, significant groter dan bij kleidijken. Daarom is als uitgangspunt genomen dat bij het traject met de zandige kern antigravaf maatregelen worden getroffen en op het stuk met de kleikern hoogwatervluchtplaatsen worden gerealiseerd. In onderstaande paragrafen is het ontwerp per type maatregel uitgewerkt.

## 7.4 Beverwerend gaas in de bekleding (dijkvak 4 t/m 7)

Het gaas dient tussen de deklaag en de toplaag (max 30cm onder maaiveld en voldoende ver van de zandkern >0,7m) geplaatst te worden (Figuur 0-1). **Het gaas mag in geen geval op zand liggen.** Het gaas dient tot 0,5m onder de kruin en tot 0,5m boven de teen te komen. Hierdoor worden de grootste risico's afgedekt. Het beverwerend gaas dient voldoende sterk te zijn om schade door graven, knagen en aanbrengen te voorkomen. Houd hierbij rekening met (verdichtings)materieel dat na aanbrengen het gaas op de ruwe ondergrond kan vervormen. Het materiaal zelf dient aantoonbaar minimaal 50 jaar mee te gaan. Het gaas dient een afgesloten en aaneengesloten oppervlak te vormen waarbij geen mazen groter dan 5,0 cm voorkomen, dit geldt ook voor eventuele aansluitingen.



Figuur 0-1: Schets benodigde maatregel graverij tijdens hoogwater (gaas in geel gestreept)

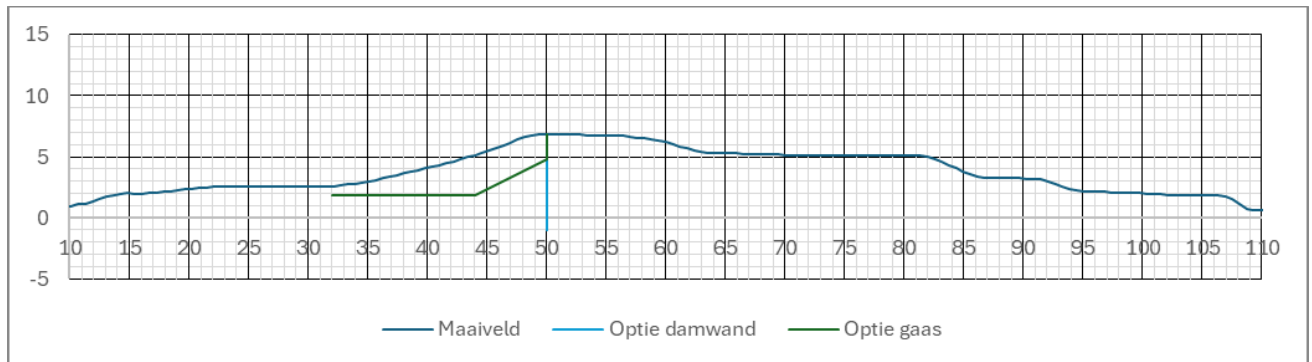
## 7.5 Hoogwatervluchtplaats (dijkvak 1 en dijkvak 4)

Tijdens een hoogwater stijgt de waterstand waardoor het leefgebied van voornamelijk de bever snel verandert. Deze zoekt vervolgens een droge plek op voor een nieuw (tijdelijk) verscholen verblijf. Vaak is de dijk deze droge plek waardoor deze beschadigd raakt. Een alternatief is om in het voorland een vluchtplaats aan te leggen die droog blijft bij hoogwater. Dit neemt echter veel ruimte in en beïnvloedt de stroming in de rivier. Er lopen onderzoeken naar minder versturende opties, zoals een drijvende vluchtplaats, maar ook daar is ruimte voor nodig. Het voorstel voor dit project is om de vluchtplaats "verholen" in de kering aan te brengen. Hiervoor zijn aanvullende werkzaamheden nodig:

1. De kering dient met graverij vanaf het buitentalud voldoende stabiel te blijven
2. De kering moet aantrekkelijk genoeg zijn dat dit de voorkeursvluchtplaats wordt ten opzichte van de naastgelegen "normale" kering. Hierbij kan gedacht worden aan een ander materiaal of bepaalde begroeiing. Het moet echter niet te aantrekkelijk worden waardoor permante bewoning een risico wordt.

1) Om ervoor te zorgen dat de kering sterk genoeg is ondanks de graverij zijn twee opties denkbaar; optie 1: constructief scherm en optie 2: gaas ingraven. Om er zeker van te zijn dat er genoeg graafruimte is voor de bever kan herprofilering nodig zijn. Binnen het huidige profiel is er rond de normwaterstand ongeveer 4m

graafruimte. Met een herprofilering naar een 1:3 talud vanaf de huidige buitenteen kan dit uitgebreid worden tot 8m graafruimte. Of de extra graafruimte nodig is dient te worden afgestemd met de Zoogdiervereniging en de bevoegde gezagen (in ieder geval RWS).



Figuur 0-2: Schets benodigde hoogwatervluchtplaats

Voor project Doeveren wordt de optie met het verticale scherm toegepast.

Afmetingen:

- Optie Damwand: 50m AZ18, 8m lang

2) Het aantrekkelijk maken (en de benodigde hoeveel graafruimte) dient te worden afgestemd met experts van de Zoogdiervereniging.



# 8 Bronverwijzing

## 8.1 Literatuur

- [L1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014v4, Rijkswaterstaat, februari 2017
- [L2] Publicatie Heaveschermen, De Innovatie Versneller | Piping, HWBP voor sterke dijken, V0.31
- [L3] Achtergrond Ontwerpinstrumentarium 2014 – Behorende bij Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen (OI2014v4), December 2016, definitief, RWS WVL en Kennisplatform Risicobenadering
- [L4] Technisch rapport waterspanningen bij dijken, TAW, september 2004

## 8.2 Bronnen

- [B1] Technische Uitgangspunten Notitie (TUN), Planuitwerking Dijkversterking Doeveren, Versie 2.0 10 juli 2024, Waterschap Aa en Maas
- [B2] Proevenverzameling en geotechnisch lengteprofiel Doeveren, documentnummer 3DDQNFCVD47C-1311248618-5788:2.0, definitieve versie 1 maart 2024, Arcadis
- [B3] Uitgangspuntennota Definitief Ontwerp Dijk – Project Meanderende Maas (MeMa) – Planuitwerking, Projectteam Meanderende Maas Ravenstein – Lith, 17 oktober 2023
- [B4] Rapportage Veiligheidsbeoordeling – Dijktraject 36-5 's Hertogenbosch – Waalwijk, mei 2020, versie 2.0 Definitief, Waterschap Aa en Maas
- [B5] Dijkverbetering Doeveren – Nota Verfijnen Waterveiligheidsopgave Verkenningfase, versie 1.0 oktober 2023, Waterschap Aa en Maas
- [B6] Dijkverbetering Doeveren – Ontwerp Notitie Dijk (OND), Waterschap Aa en Maas, november 2022
- [B7] Aanpak dierlijke graverij voor hoogwaterbescherming, Waterschap Aa en Maas, in bewerking
- [B8] Modelleren dijkmateriaal; voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, Waterschap Rivierenland, november 2019
- [B9] Faalkansen van leidingen in en nabij Dijken, HWBP De Innovatieversneller, 31 maart 2022
- [B10] Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken, januari 2020
- [B11] WBI Veiligheidsraamwerk Kabels en Leidingen, Deltares, 2018
- [B12] Doorontwikkeling Veiligheidsraamwerk K&L, POV K&L, december 2020

# B1. Factsheet macrostabiliteit

## Doeveren factsheet Macrostablieit

1 Dijkvak 1 .....	3
1.1 Algemene informatie .....	3
1.2 Geometrie .....	4
1.3 Ondergrond.....	5
1.4 Glijvlakken.....	5
2 Dijkvak 2 .....	7
2.1 Algemene informatie .....	7
2.2 Geometrie .....	8
2.3 Ondergrond.....	9
2.4 Glijvlakken (STBI) .....	9
2.5 Glijvlakken (STBU).....	14
3 Dijkvak 3 .....	15
3.1 Algemene informatie .....	15
3.2 Geometrie .....	16
3.3 Ondergrond.....	17
3.4 Glijvlakken.....	17
4 Dijkvak 4 .....	19
4.1 Algemene informatie .....	19
4.2 Geometrie .....	20
4.3 Ondergrond.....	21
4.4 Glijvlakken.....	21
5 Dijkvak 5 .....	23
5.1 Algemene informatie .....	23
5.2 Geometrie .....	24
5.3 Ondergrond.....	25
5.4 Glijvlakken (STBI) .....	25
5.5 Glijvlakken (STBU).....	27
6 Dijkvak 6 .....	28
6.1 Algemene informatie .....	28
6.2 Geometrie .....	29
6.3 Ondergrond.....	30
6.4 Glijvlakken.....	30
7 Dijkvak 7 .....	32

7.1 Algemene informatie .....	32
7.2 Geometrie .....	33
7.3 Ondergrond.....	34
7.4 Glijvlakken.....	34

# 1 Dijkvak 1

Dit hoofdstuk bevat de invoer voor de berekeningen van dijkvak 1. Aanvullend met de achtergrond rapportage, de technische uitgangspunten notitie en de D-Stability bestanden zijn de uitgangspunten en de invoer volledig herleidbaar.

## 1.1 Algemene informatie

Tabel 1 Algemene informatie dijkvak 1

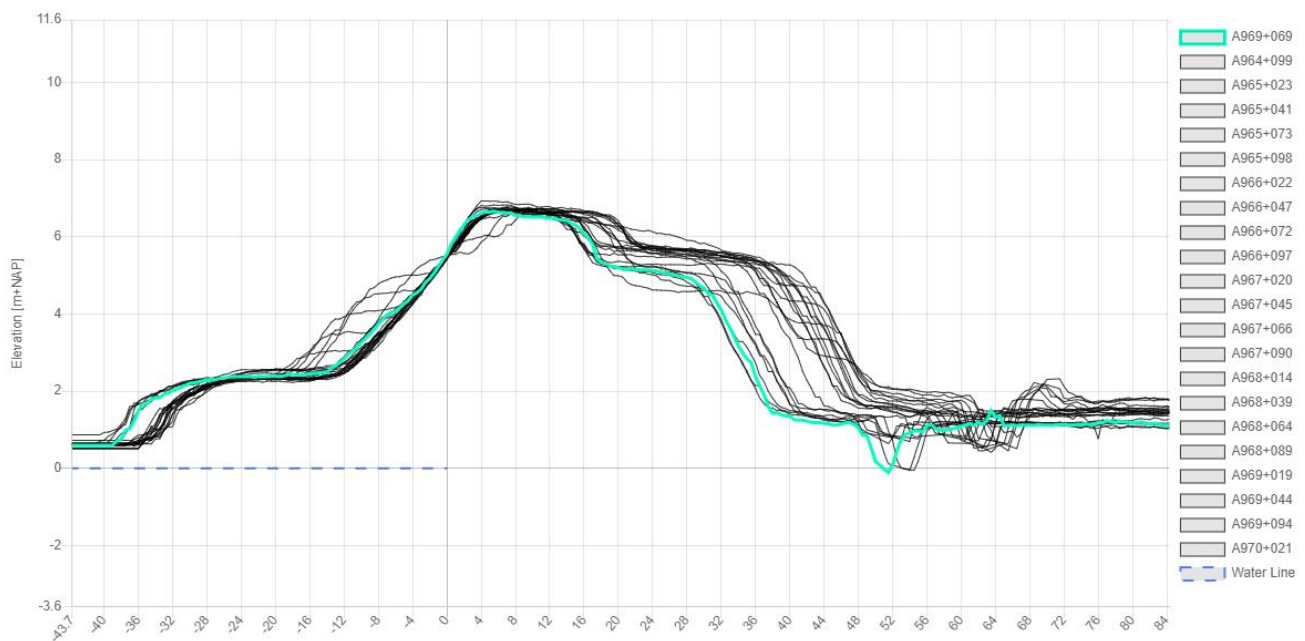
Onderdeel	Informatie
Project	HWBP PU Doeveren
Datum	26-8-2024
Versie	1
Dijktraject	36-5
Dijkvak	1
Dijkvakgrens van	A963+050
Dijkvakgrens tot	A969+080
Rekenlocatie geometrie en bodemopbouw	A969+069

## 1.2 Geometrie

In de onderstaande figuren staan de locatie en het profiel van de maatgevende geometrie.



Figuur 1. Locatie geometrie.

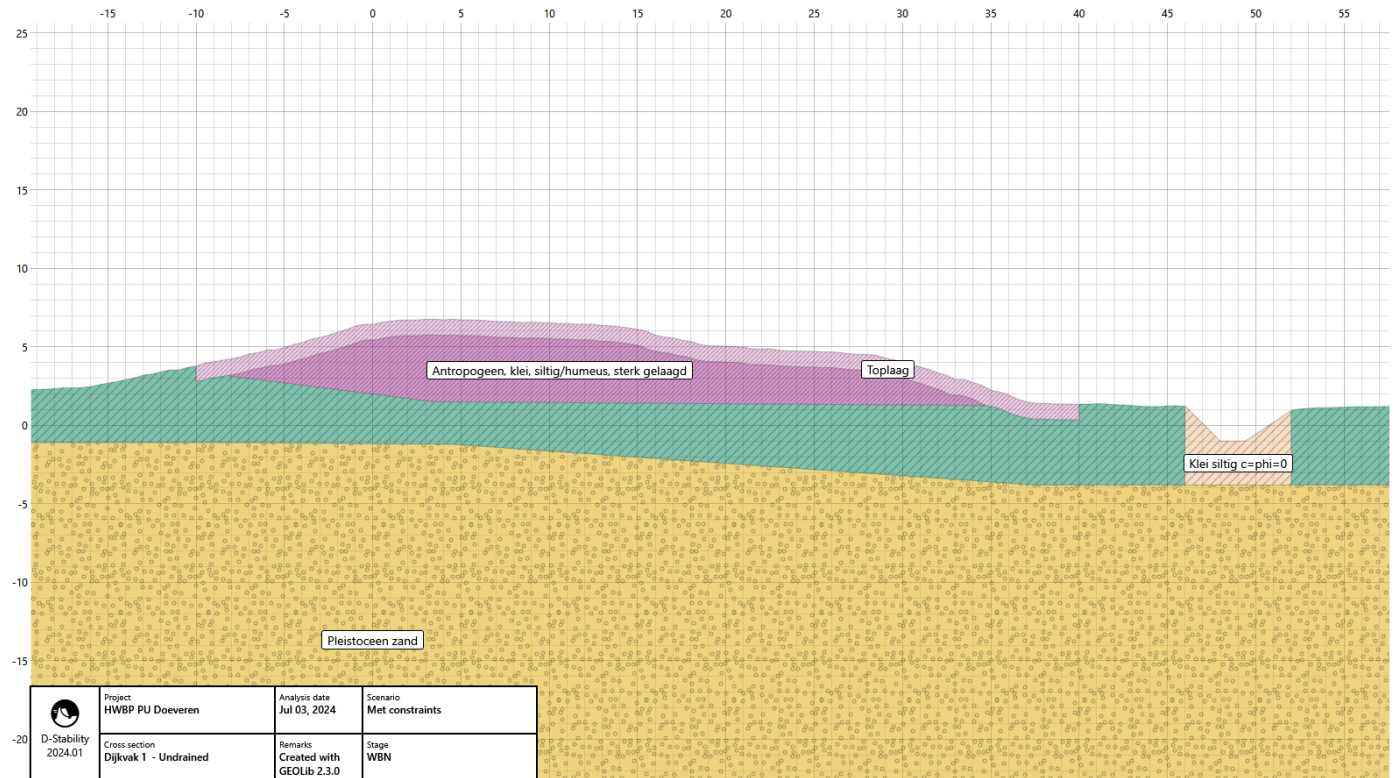


Figuur 2. Maatgevende geometrie.



### 1.3 Ondergrond

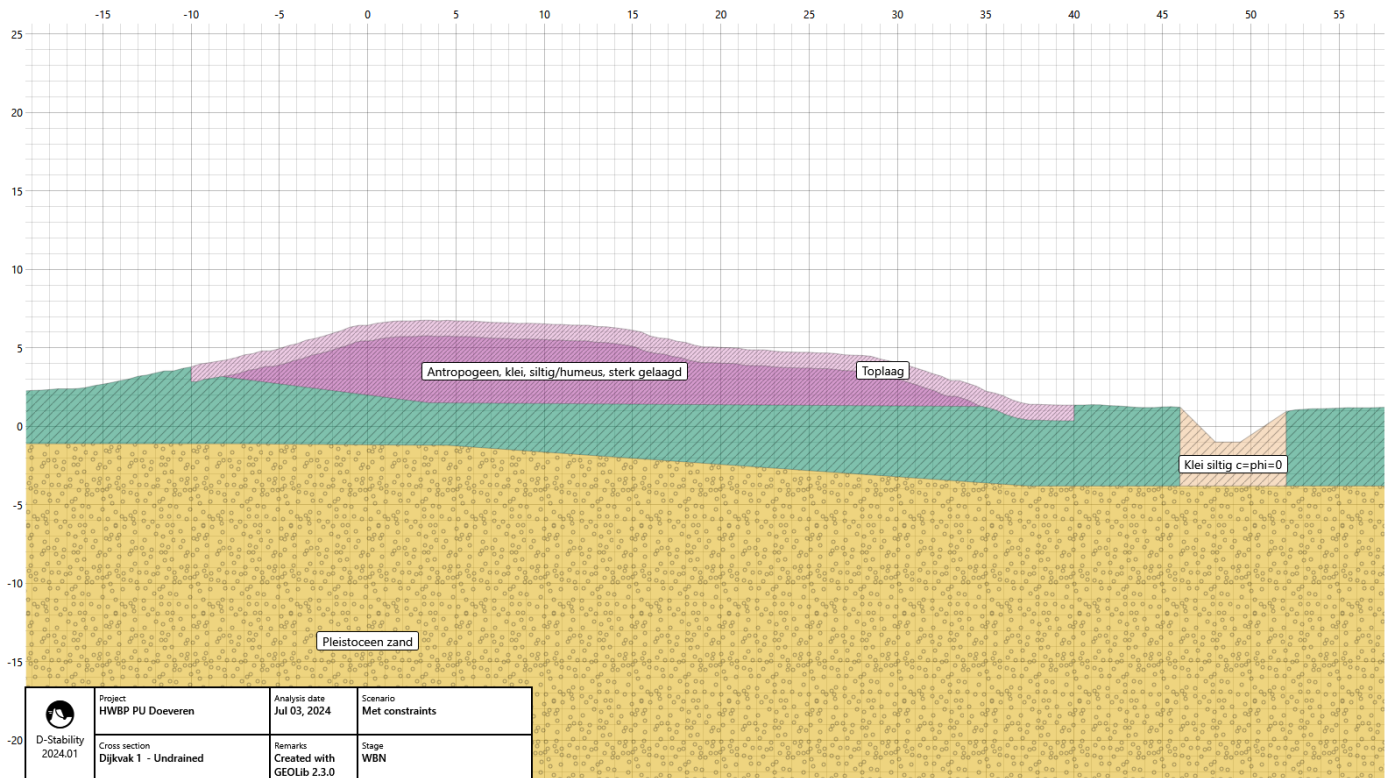
Deze paragraaf beschrijft de bodemopbouw van de berekening. De ondergrond is gebaseerd op grondonderzoek wat staat beschreven in het geotechnisch lengteprofiel opgenomen in de Technische Uitgangspunten Notitie Doeveren. Dit resulteert in de schematisatie van de ondergrond zoals weergegeven in



Figuur 3.

Tabel 2 Gebruikt grondonderzoek

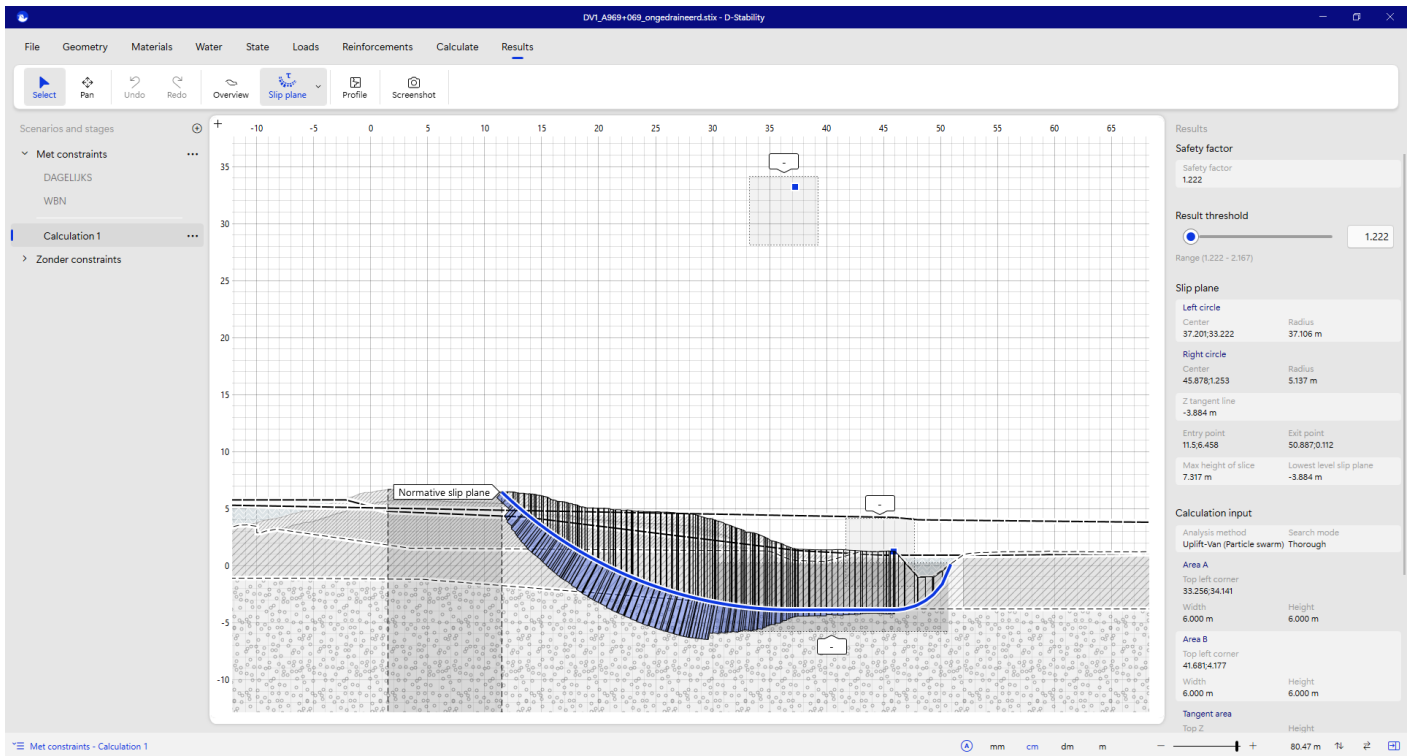
Locatie in dwarsprofiel	Grondonderzoek
Buitendijks	hb_36-5_970+043_vl15
Kruin	bo_36-5_969+001_kr
Binnendijks	hb_36-5_969+002_bit
Achterland	-



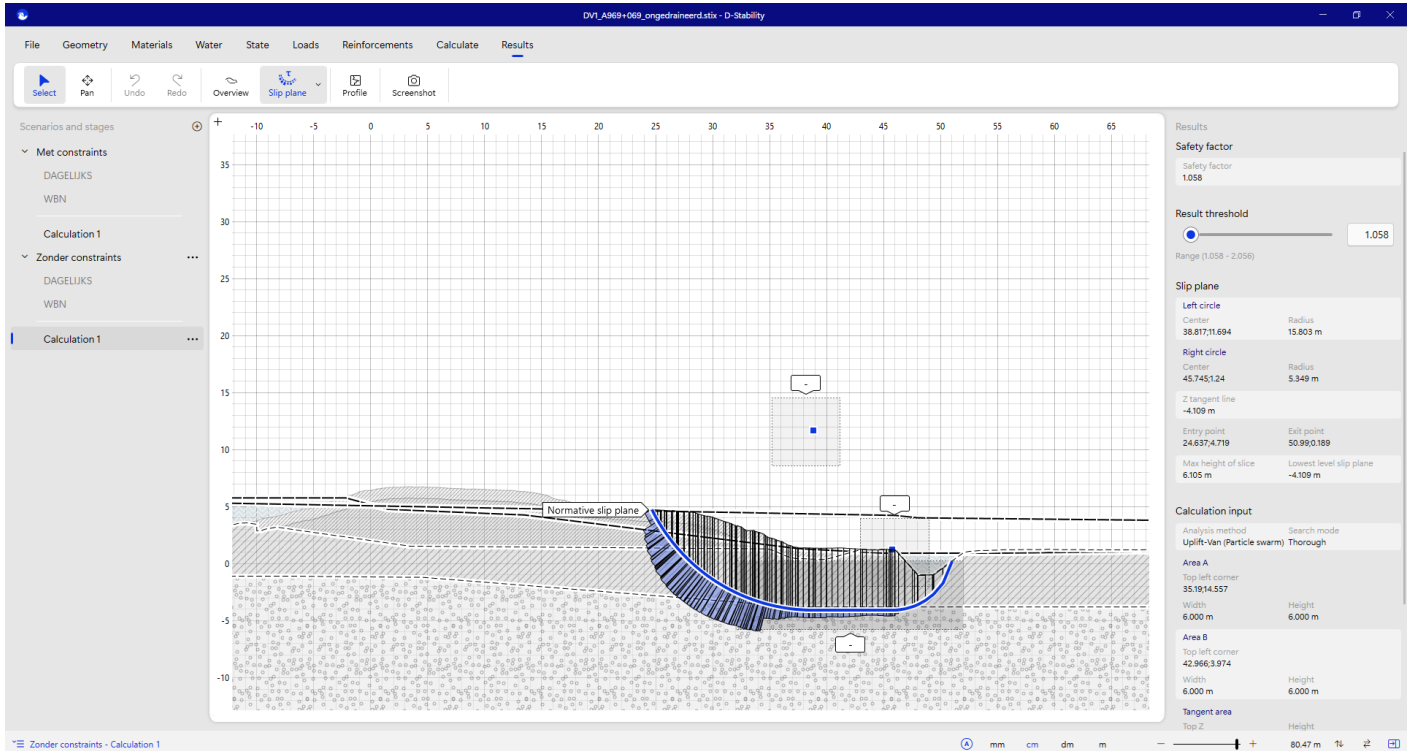
Figuur 3. Ondergrond berekening.

## 1.4 Glijvlakken

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven. Daaronder zijn optioneel nog andere glijvlakken getoond indien van meerwaarde.



Figuur 4. Gehanteerd glijvlak.



Figuur 5. Glijvlak indien rekenen zonder constraints. Deze analyse is van meerwaarde in verband met de leidingen die binnendijs liggen. Zie eveneens rapportage waar deze analyse is besproken.

## 2 Dijkvak 2

### 2.1 Algemene informatie

Tabel 3 Algemene informatie dijkvak 1

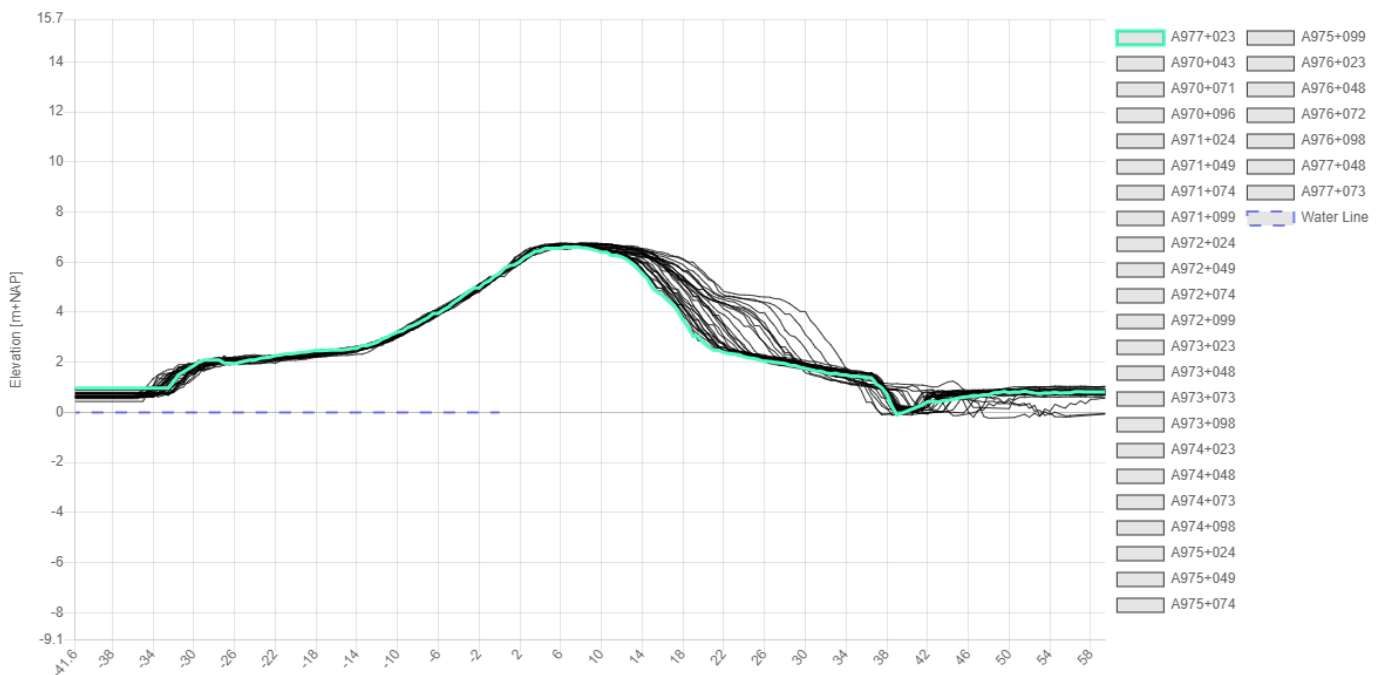
	Informatie
<b>Project</b>	HWBP PU Doeveren
<b>Datum</b>	26-8-2024
<b>Versie</b>	1
<b>Dijktraject</b>	36-5
<b>Dijkvak</b>	2
<b>Dijkvakgrens van</b>	A969+080
<b>Dijkvakgrens tot</b>	A977+080
<b>Rekenlocatie geometrie en bodemopbouw</b>	A977+023

## 2.2 Geometrie

In de onderstaande figuren staan de locatie en het profiel van de maatgevende geometrie.



Figuur 6. Locatie geometrie.

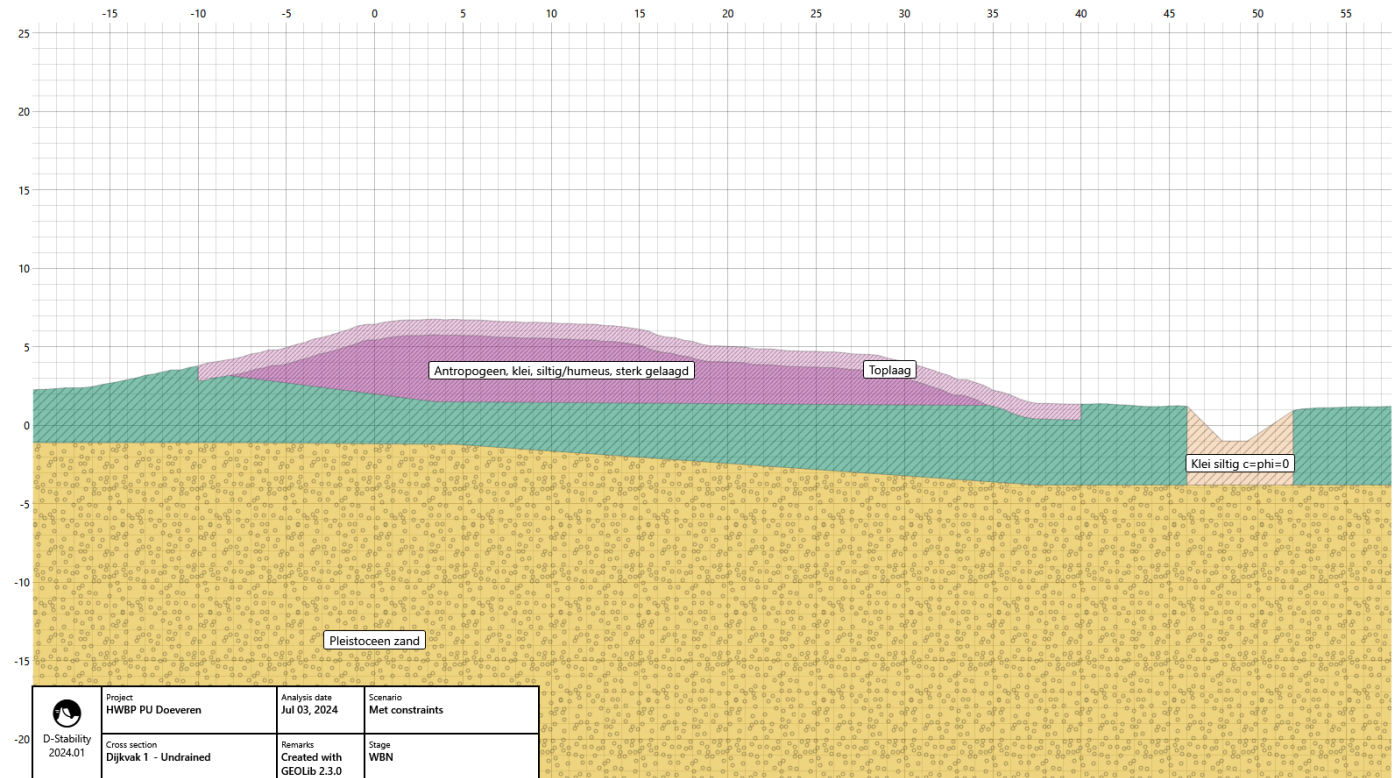


Figuur 7. Geometrie.



## 2.3 Ondergrond

Deze paragraaf beschrijft de bodemopbouw van de berekening. De ondergrond is gebaseerd op grondonderzoek wat staat beschreven in het geotechnisch lengteprofiel opgenomen in de Technische Uitgangspunten Notitie Doeveren. Dit resulteert in de schematisatie van de ondergrond zoals weergegeven in



Figuur 3.

Tabel 4 Gebruikt grondonderzoek

### Locatie in dwarsprofiel

### Grondonderzoek

Buitendijks

-

Kruin

bo\_36-5\_972+100\_kr

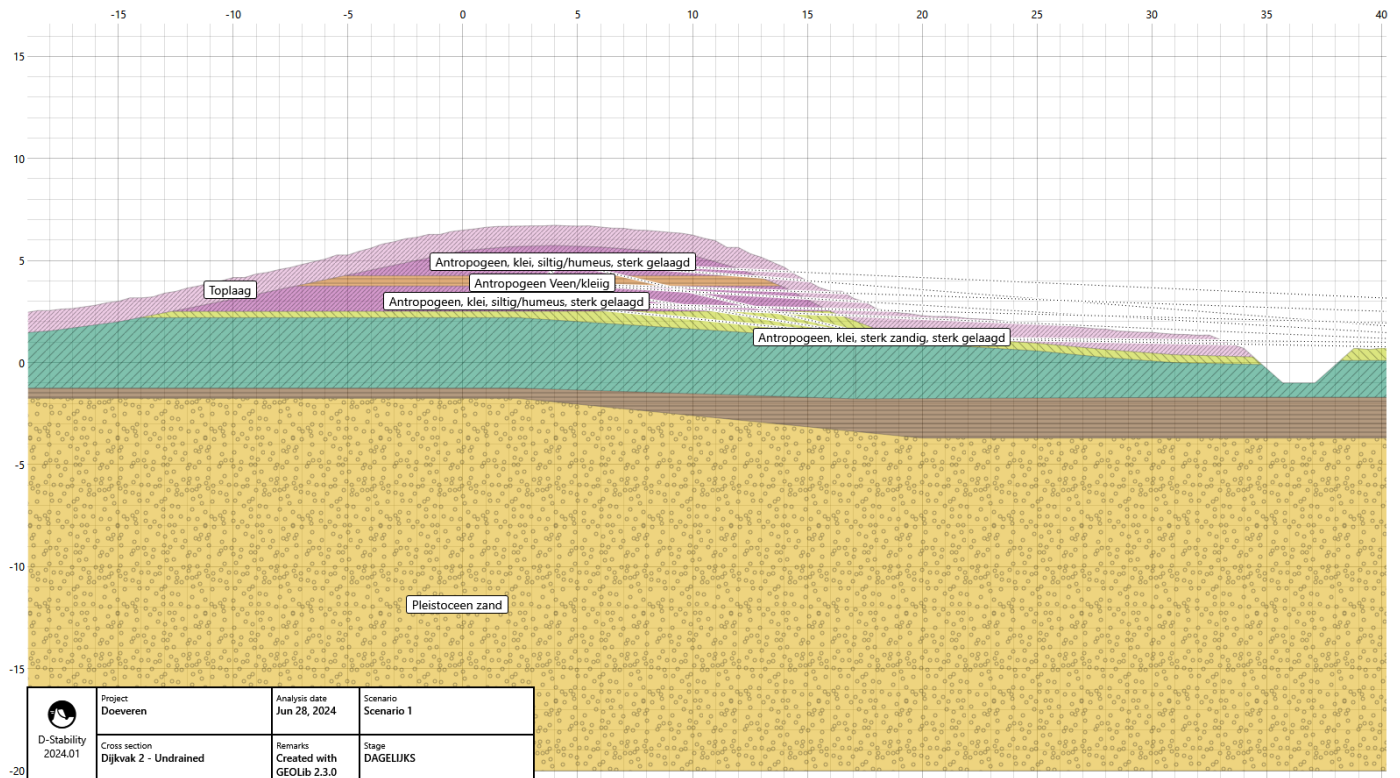
Binnendijks

hb\_36-5\_973+003\_bit

Achterland

-

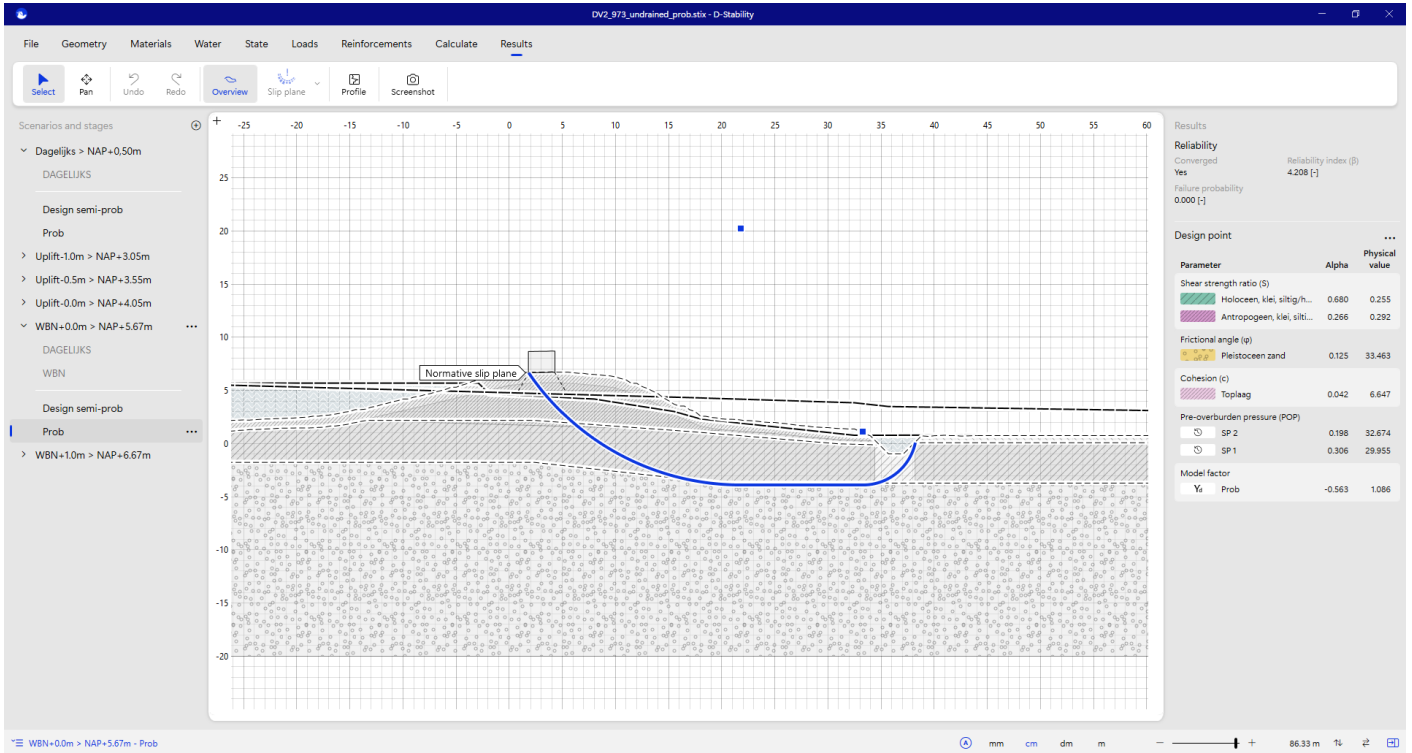




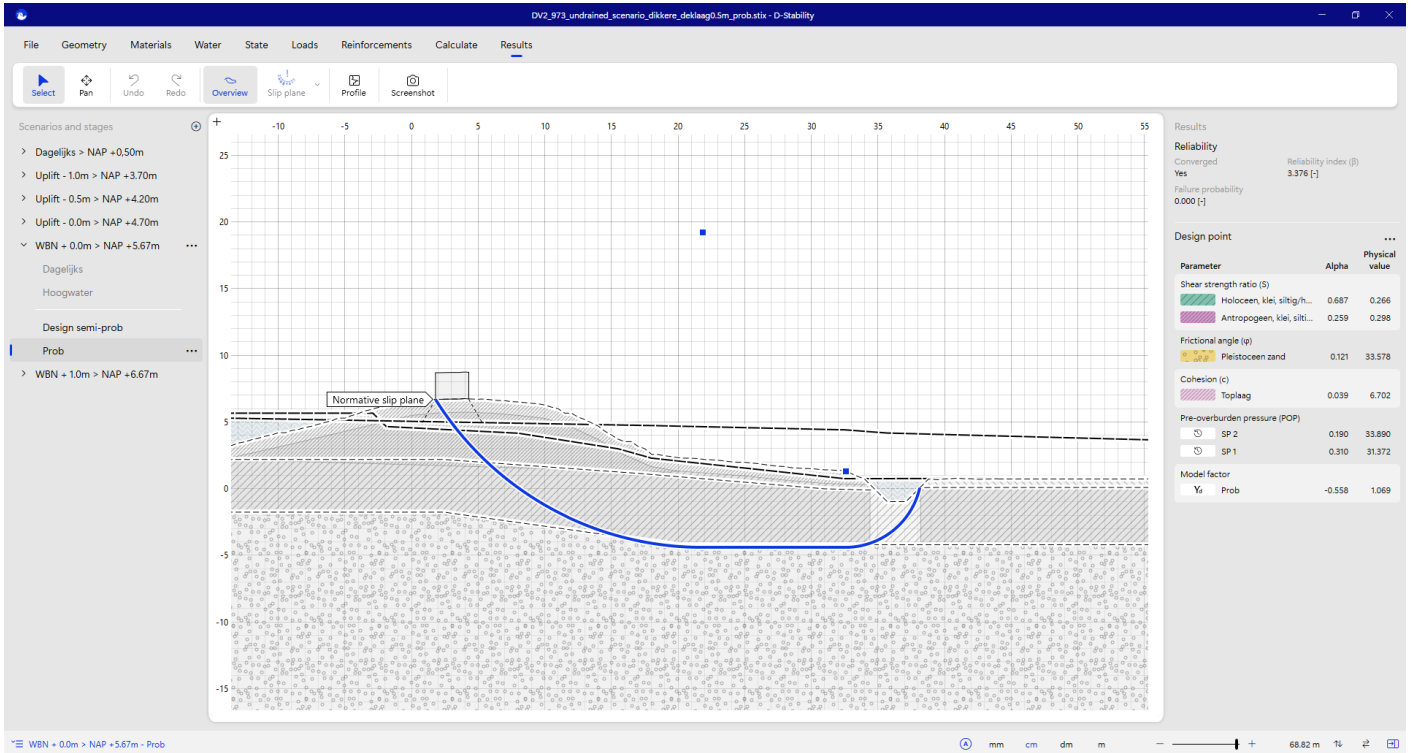
Figuur 8. Ondergrond berekening.

## 2.4 Glijvlakken (STBI)

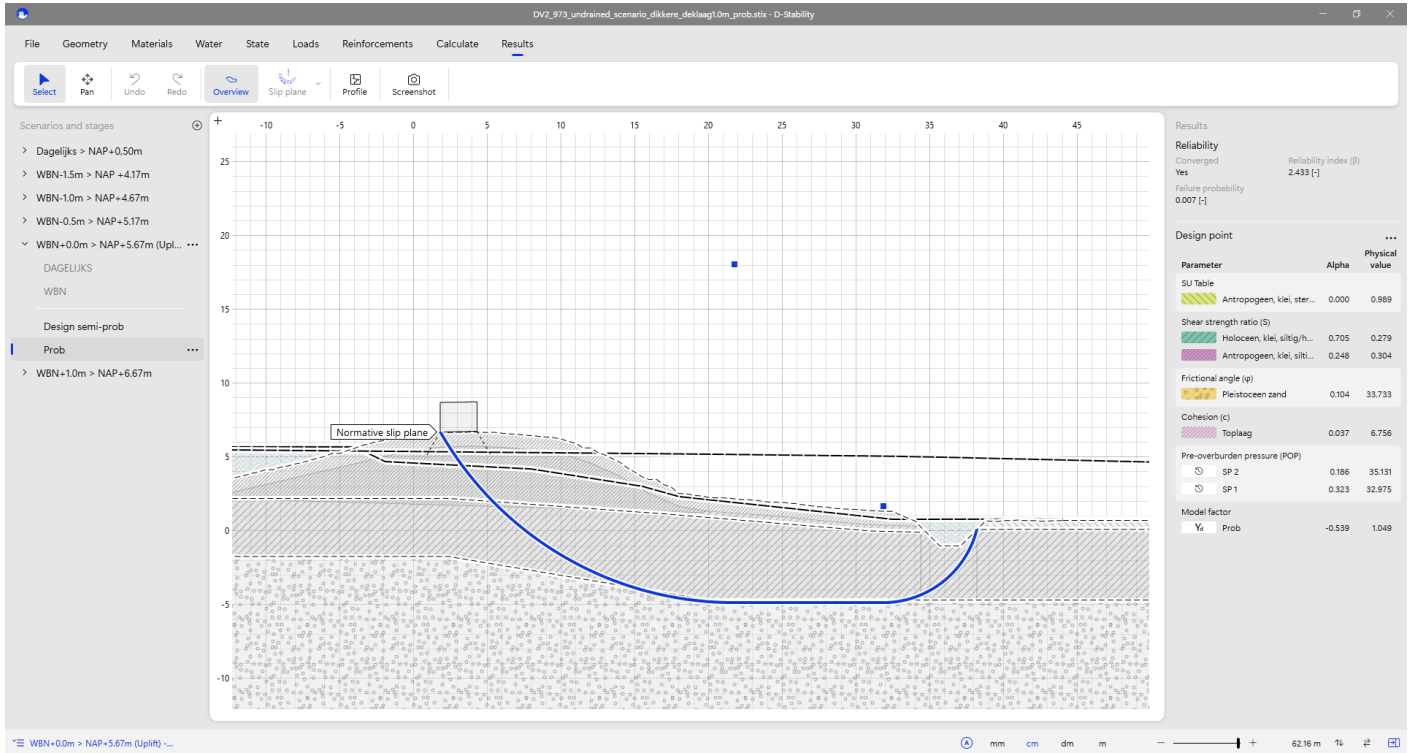
In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven. Daaronder zijn optioneel nog andere glijvlakken getoond indien van meerwaarde.



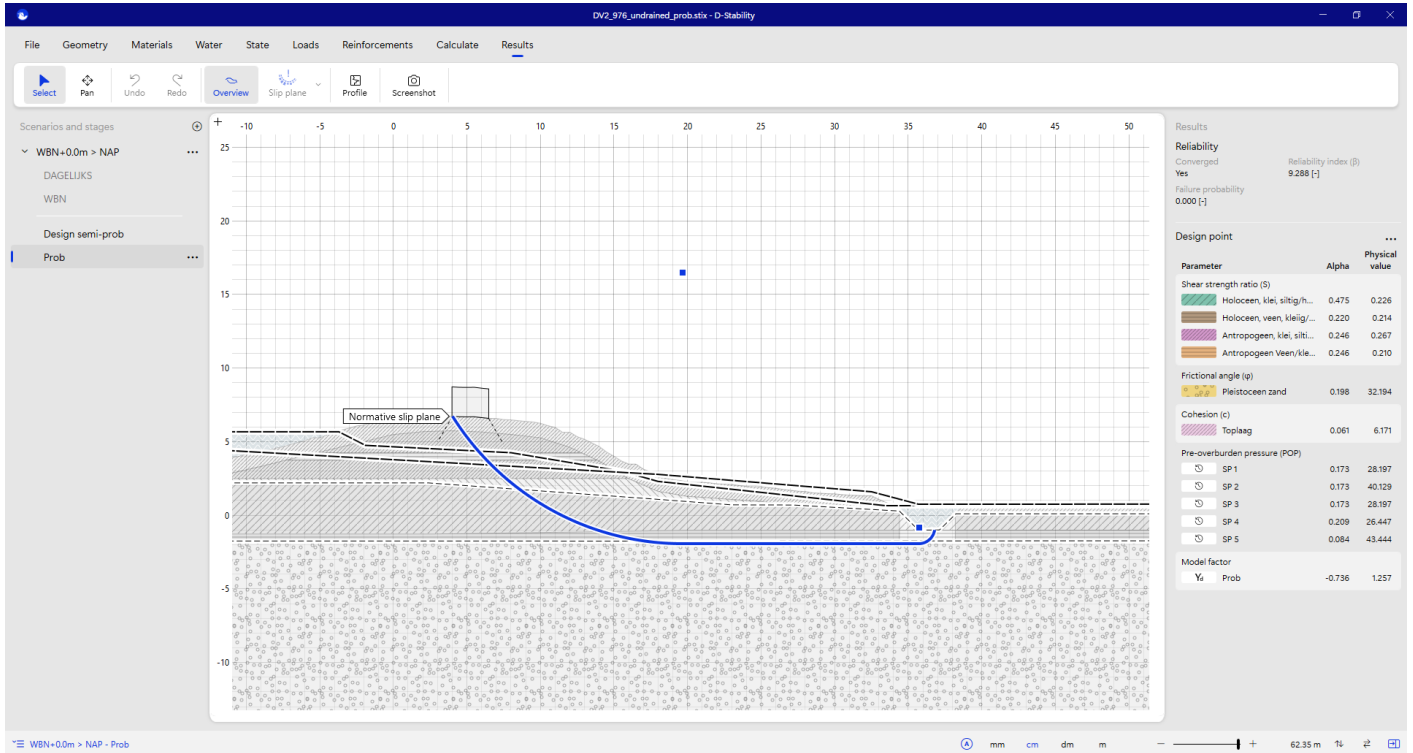
Figuur 9. Basis scenario (40% kans).



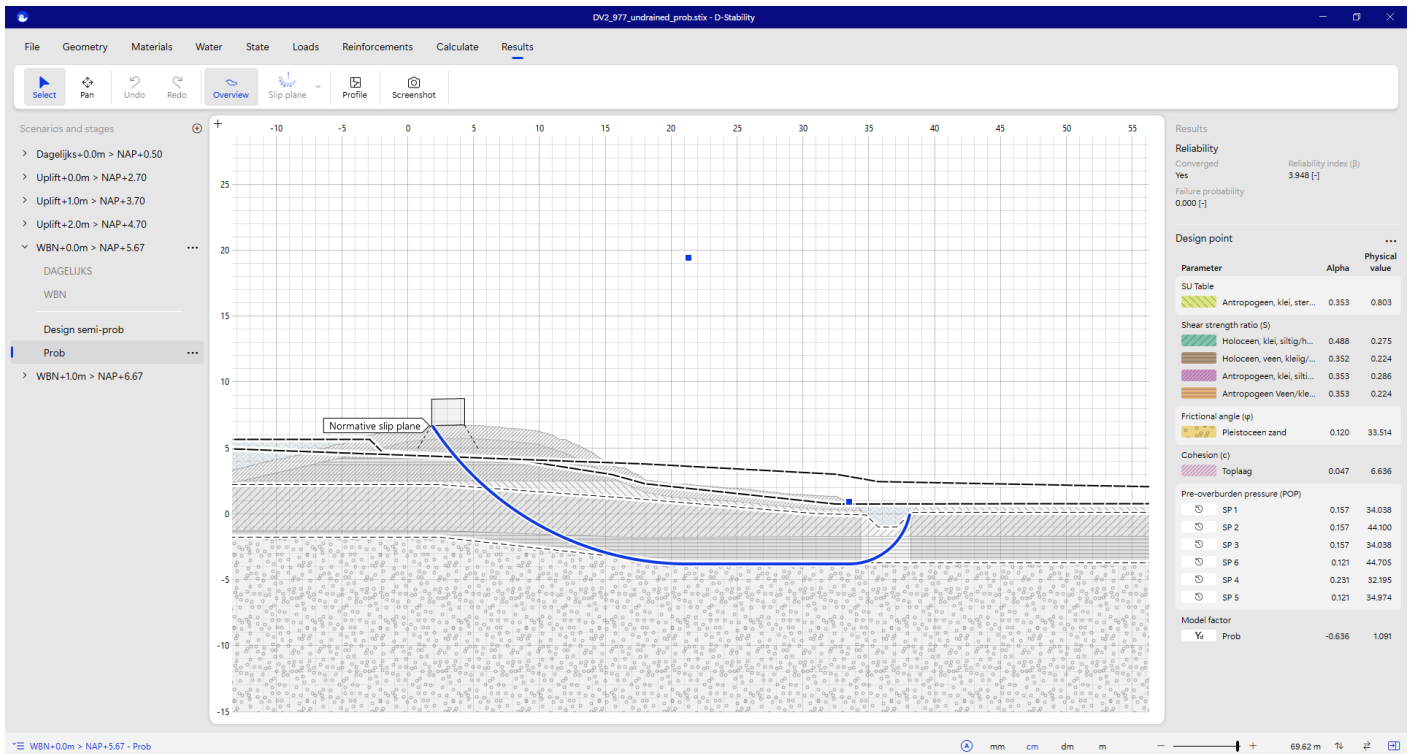
Figuur 10. Basis scenario maar dan met een 0,5m dikkere deklaag (25% kans).



Figuur 11. Basis scenario maar dan met een 0,5m dikkere deklaag (5% kans).



Figuur 12. Scenario o.b.v. locatie KM976 (10% kans); een dunne kleilaag op veen in achterland.

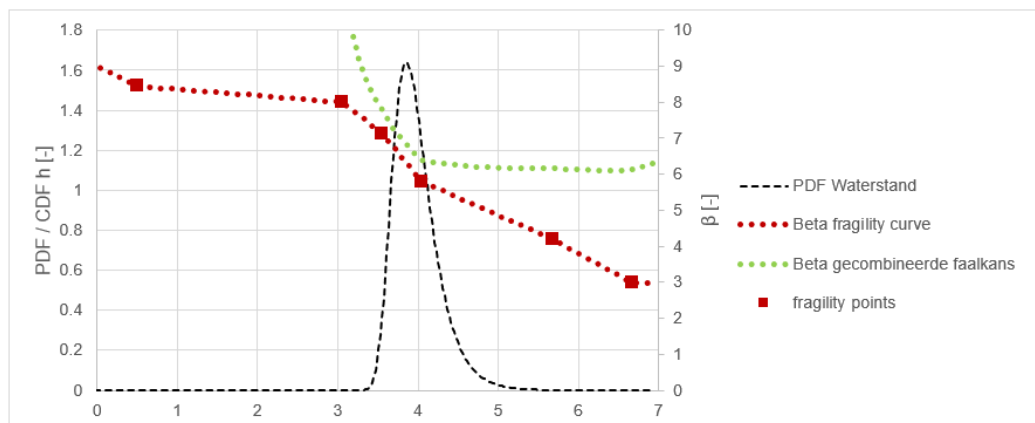


Figuur 13. Scenario o.b.v. locatie KM977 (20% kans); klei op een dike veenlaag in achterland.

## 2.5 Fragility curves (STBI)

### Berekening betrouwbaarheidsindex dijkvak 2 Doeveren

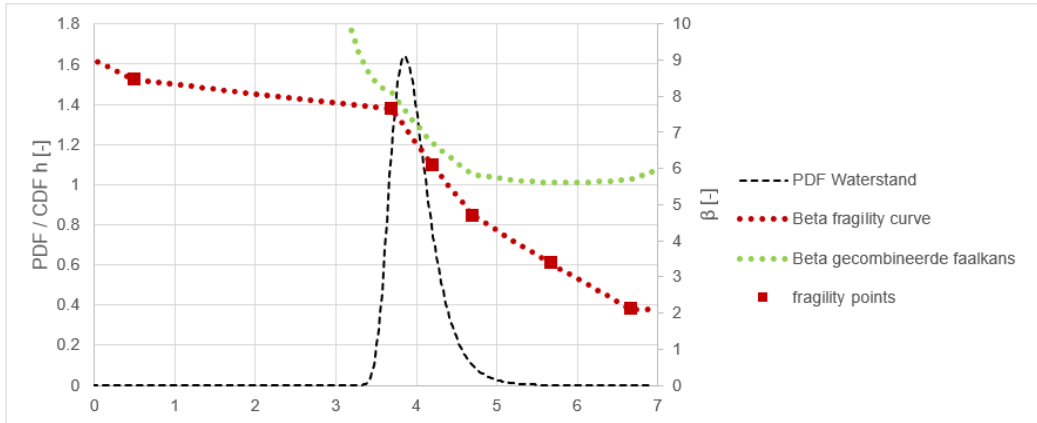
Faalkans	4.75E-08 per jaar
Terugkeertijd	2.10E+07 jaren
Betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ )	5.34 -
Ontwerp punt	6.35 NAP m



Figuur 14. Fragility curve horned bij locatie 973.

### Berekening betrouwbaarheidsindex dijkvak 2 Doeveren

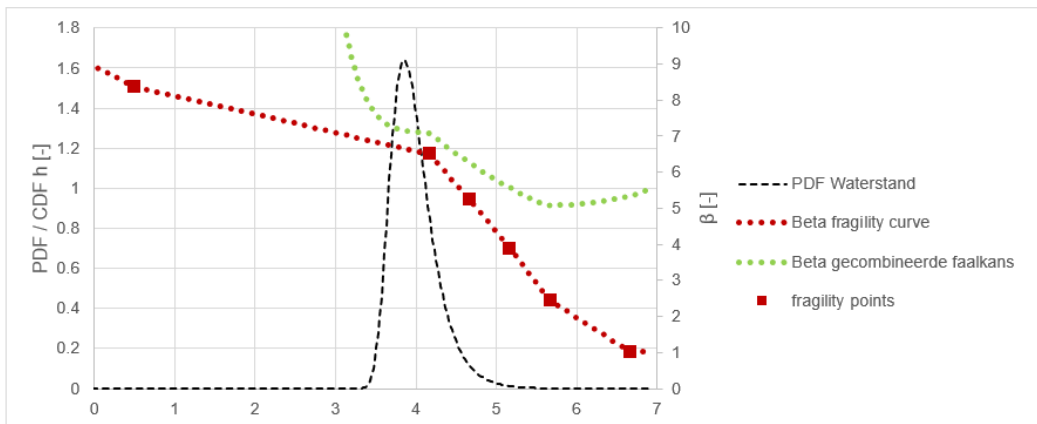
Faalkans	7.92E-07 per jaar
Terugkeertijd	1.26E+06 jaren
Betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ )	4.80 -
Ontwerppunt	5.79 NAP m



Figuur 15. Fragility curve horned bij locatie 973 een 0,5m dikkere deklaag.

### Berekening betrouwbaarheidsindex dijkvak 2 Doeveren

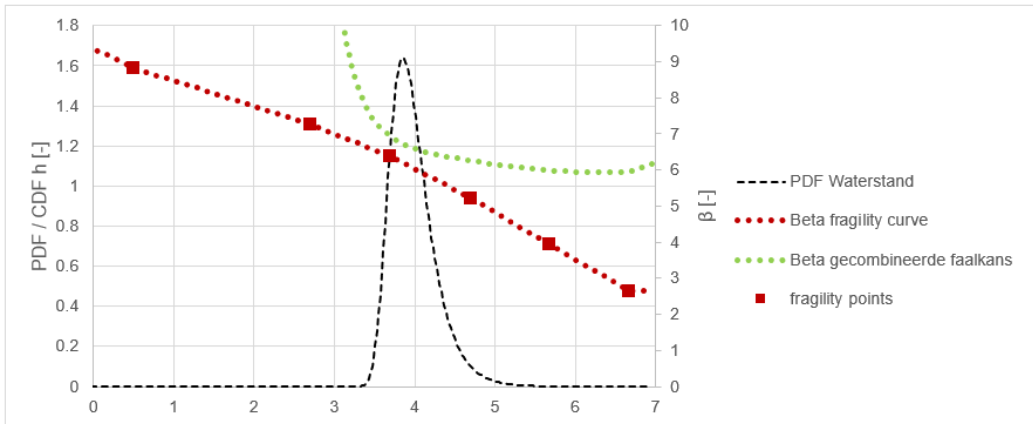
Faalkans	8.64E-06 per jaar
Terugkeertijd	1.16E+05 jaren
Betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ )	4.30 -
Ontwerppunt	5.67 NAP m



Figuur 16. Fragility curve horned bij locatie 973 een 1,0m dikkere deklaag.

### Berekening betrouwbaarheidsindex dijkvak 2 Doeveren

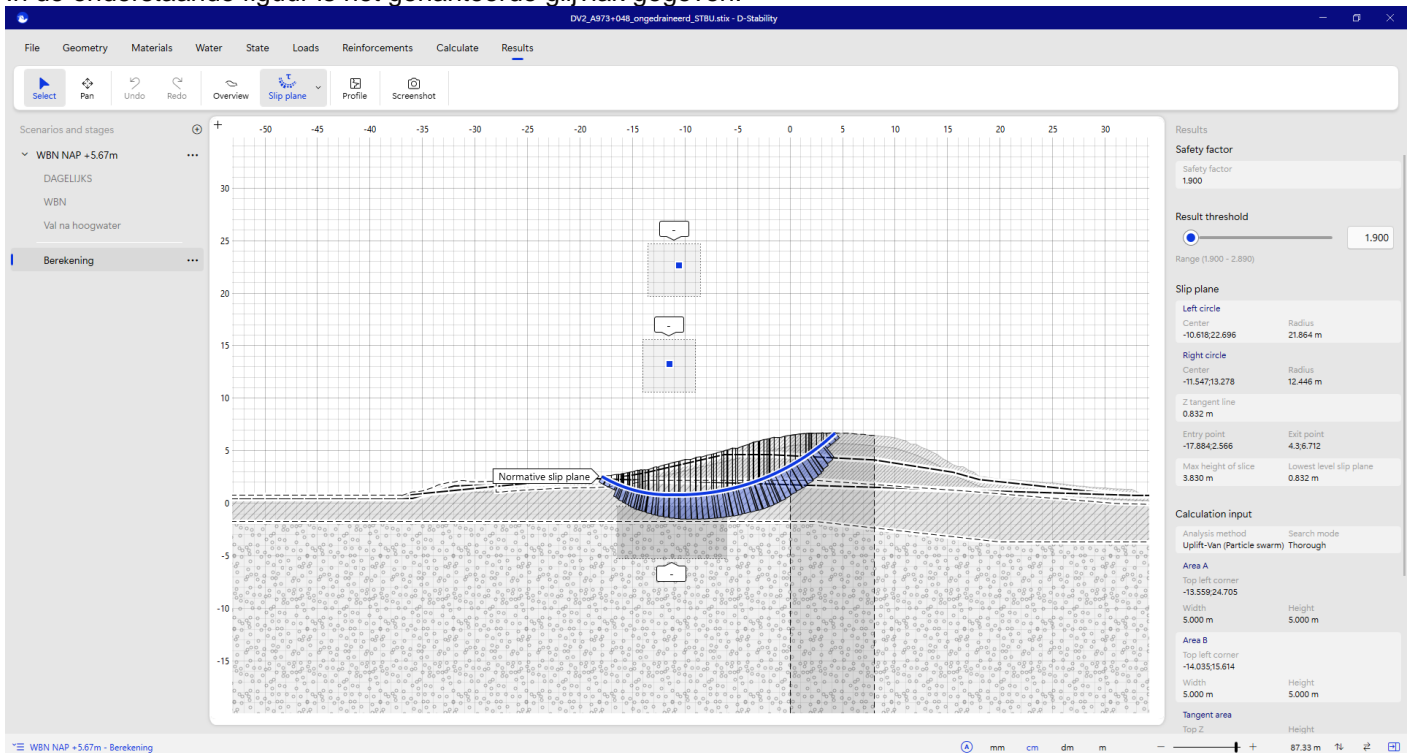
Faalkans	1.08E-07 per jaar
Terugkeertijd	9.28E+06 jaren
Betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ )	5.19 -
Ontwerppunt	6.29 NAP m



Figuur 17. Fragility curve horned bij locatie 977.

## 2.6 Glijvlakken (STBU)

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven.



Figuur 18



## 3 Dijkvak 3

### 3.1 Algemene informatie

Tabel 5. Algemene informatie dijkvak 3.

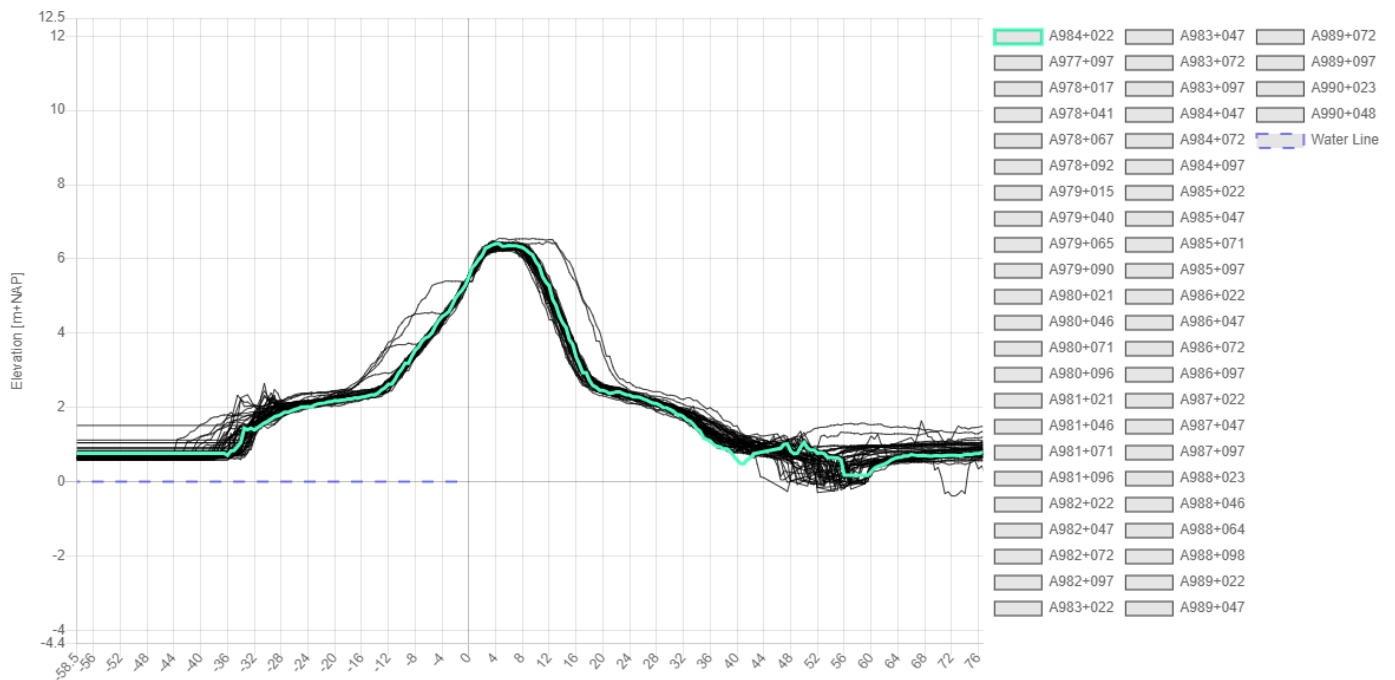
Onderdeel	Informatie
Project	HWBP PU Doeveren
Datum	26-8-2024
Versie	1
Dijktraject	36-5
Dijkvak	3
Dijkvakgrens van	A977+080
Dijkvakgrens tot	A990+080
Rekenlocatie geometrie en bodemopbouw	A984+022

## 3.2 Geometrie

In de onderstaande figuren staan de locatie en het profiel van de maatgevende geometrie.



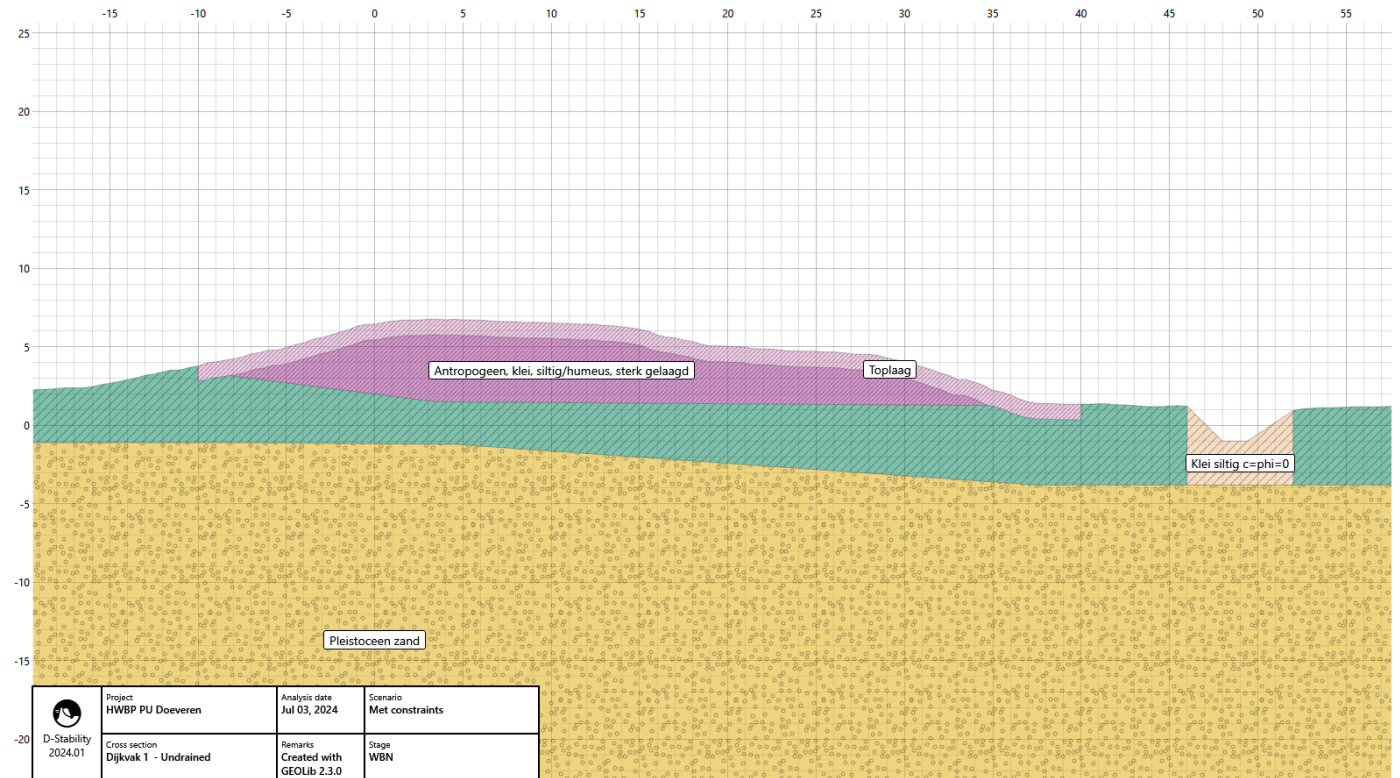
Figuur 19 Locatie geometrie



Figuur 20 Geometrie

### 3.3 Ondergrond

Deze paragraaf beschrijft de bodemopbouw van de berekening. De ondergrond is gebaseerd op grondonderzoek wat staat beschreven in het geotechnisch lengteprofiel opgenomen in de Technische Uitgangspunten Notitie Doeveren. Dit resulteert in de schematisatie van de ondergrond zoals weergegeven in



Figuur 3.

Tabel 6 Gebruikt grondonderzoek

#### Locatie in dwarsprofiel

#### Grondonderzoek

Buitendijks

BHR000000360605

Kruin

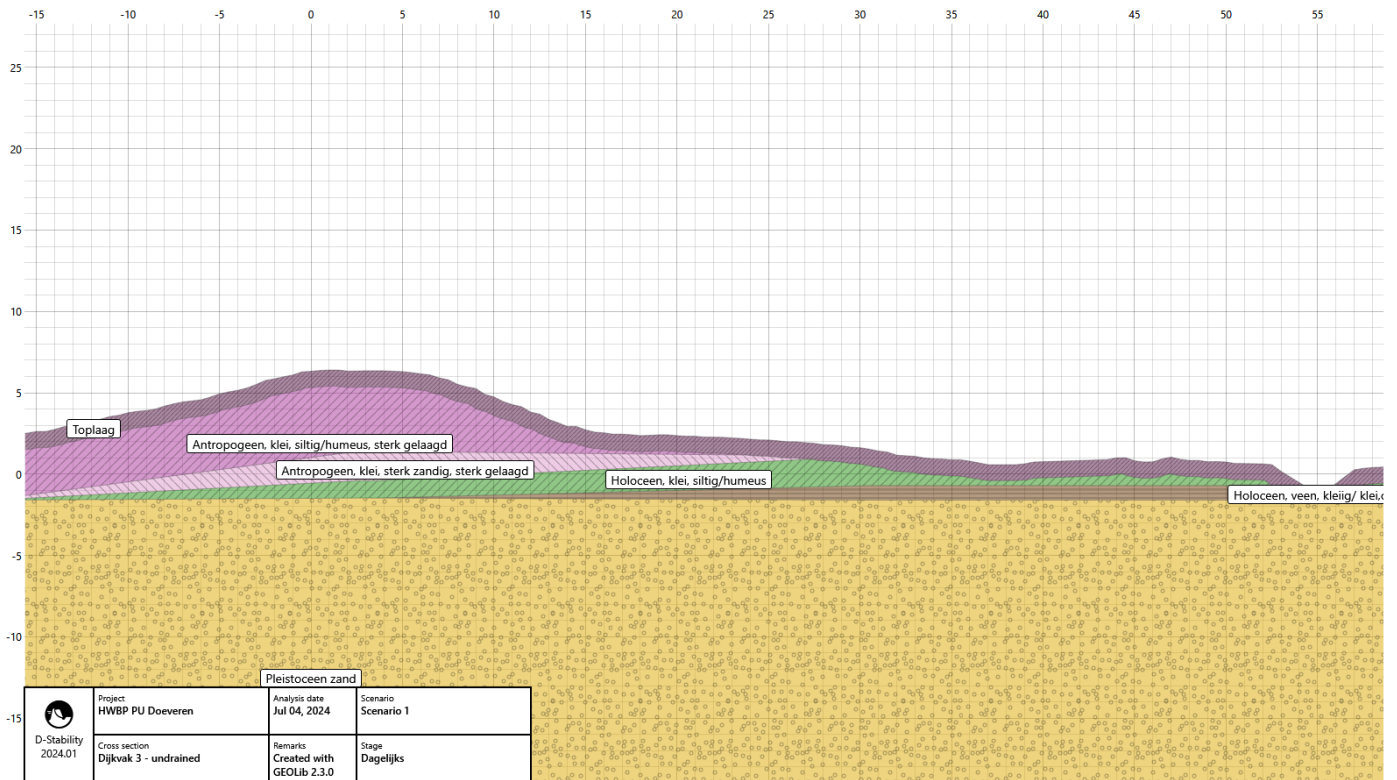
bo\_36-5\_983+001\_kr

Binnendijks

hb\_36-5\_982+099\_bit\_1

Achterland

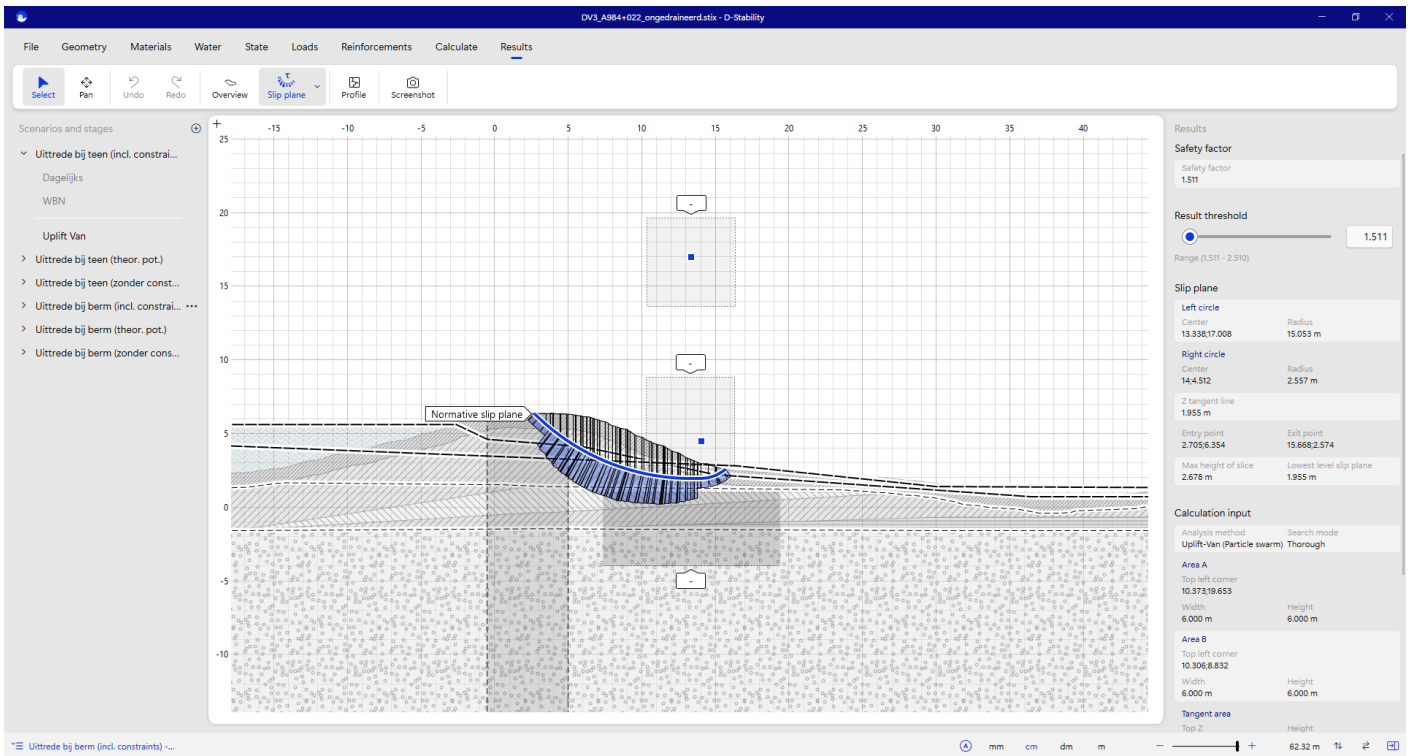
-



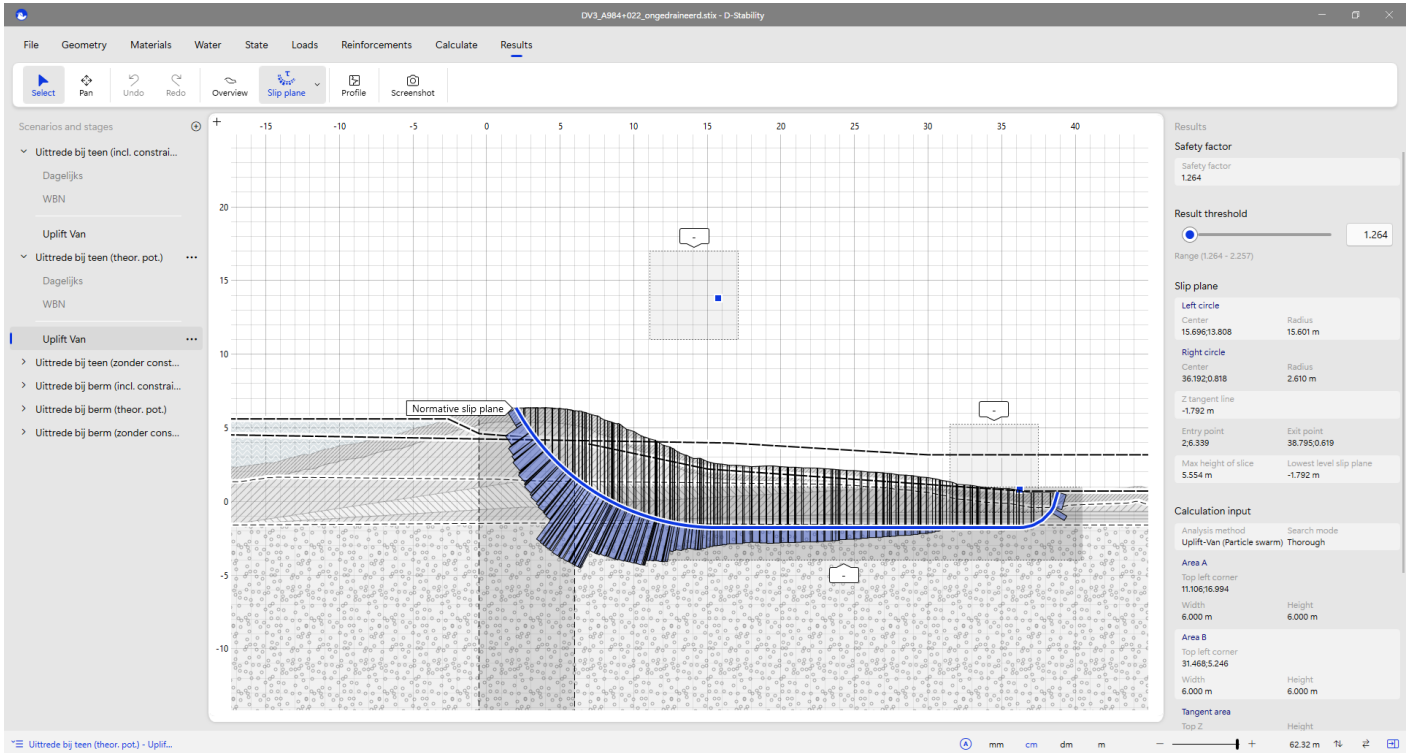
Figuur 21. Ondergrond berekening.

### 3.4 Glijvlakken

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven. Daaronder zijn optioneel nog andere glijvlakken getoond indien van meerwaarde.



Figuur 22. Gehanteerd glijvlak.



Figuur 23. Indien de theoretische potentiaal wordt toegepast, dan is de binnenteen de maatgevende locatie voor de uittrede locatie van het glijvlak.

## 4 Dijkvak 4

### 4.1 Algemene informatie

Tabel 7. Algemene informatie dijkvak 4.

Onderdeel	Informatie
Project	HWBP PU Doeveren
Datum	26-8-2024
Versie	1
Dijktraject	36-5
Dijkvak	4
Dijkvakgrens van	A990+080
Dijkvakgrens tot	A994+000
Rekenlocatie geometrie en bodemopbouw	A991+047

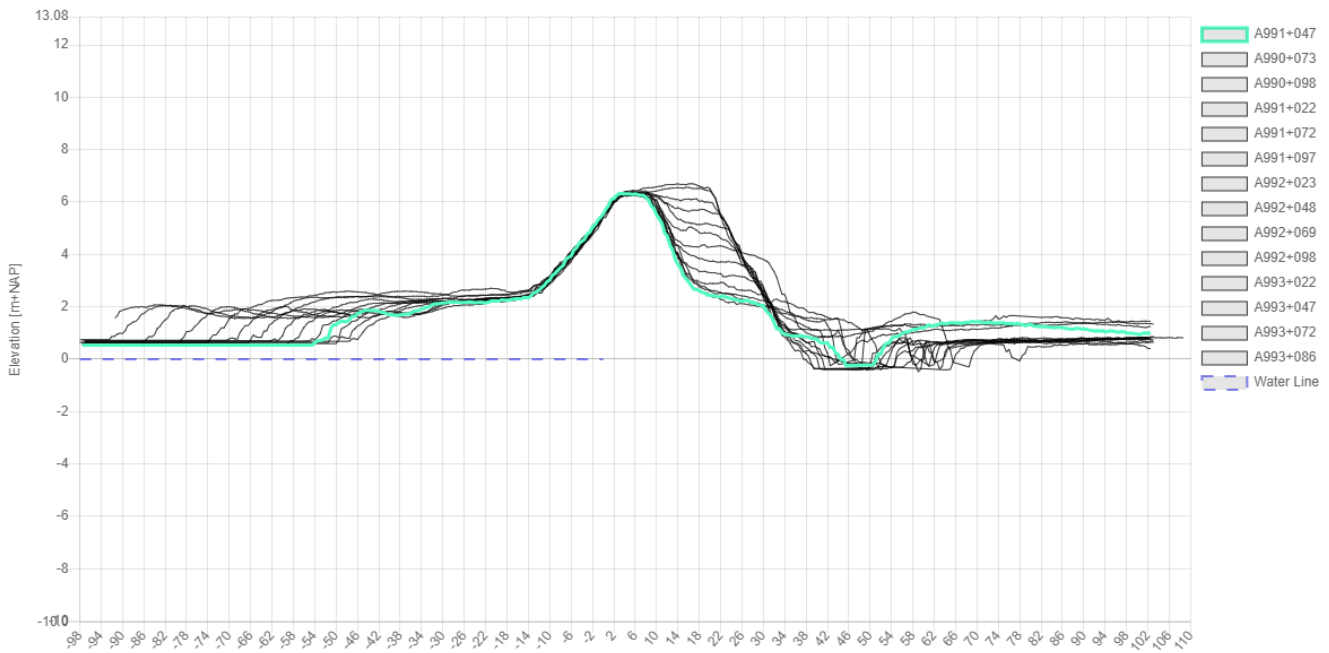


## 4.2 Geometrie

In de onderstaande figuren staan de locatie en het profiel van de maatgevende geometrie.



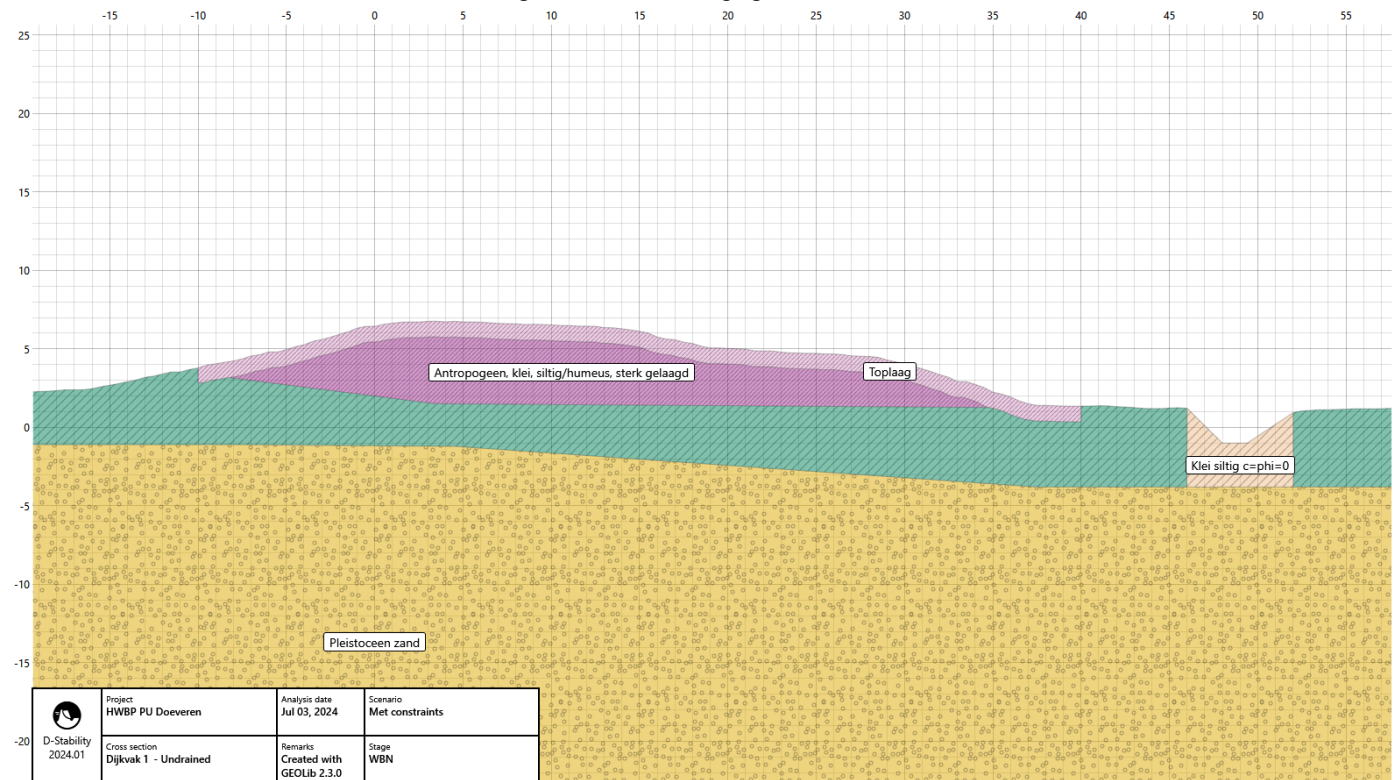
Figuur 24. Locatie geometrie.



Figuur 25 Geometrie

## 4.3 Ondergrond

Deze paragraaf beschrijft de bodemopbouw van de berekening. De ondergrond is gebaseerd op grondonderzoek wat staat beschreven in het geotechnisch lengteprofiel opgenomen in de Technische Uitgangspunten Notitie Doeveren. Dit resulteert in de schematisatie van de ondergrond zoals weergegeven in



Figuur 3.

Tabel 8. Gebruikt grondonderzoek.

### Locatie in dwarsprofiel

### Grondonderzoek

Buitendijks

BHR000000360610

Kruin

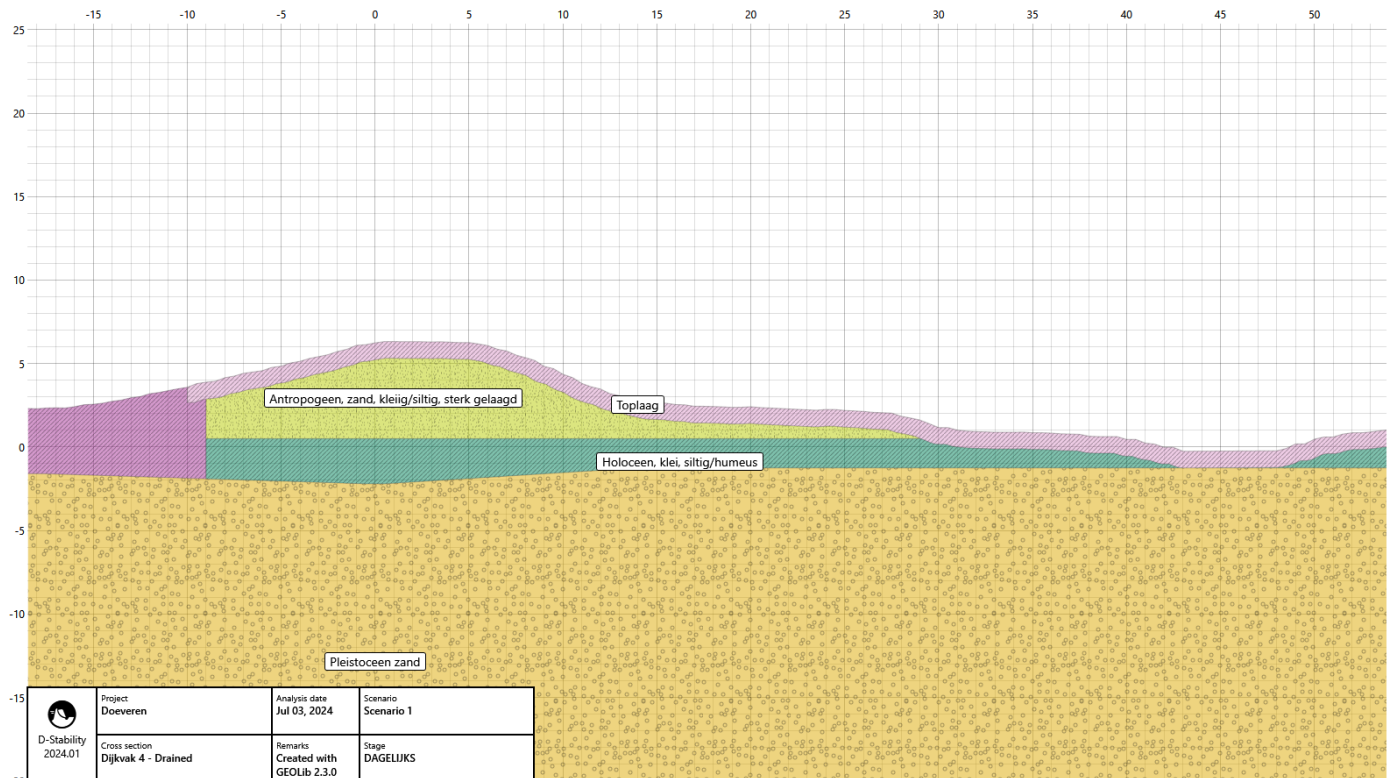
bo\_36-5\_991+042\_kr

Binnendijks

bo\_36-5\_990+099\_bit

Achterland

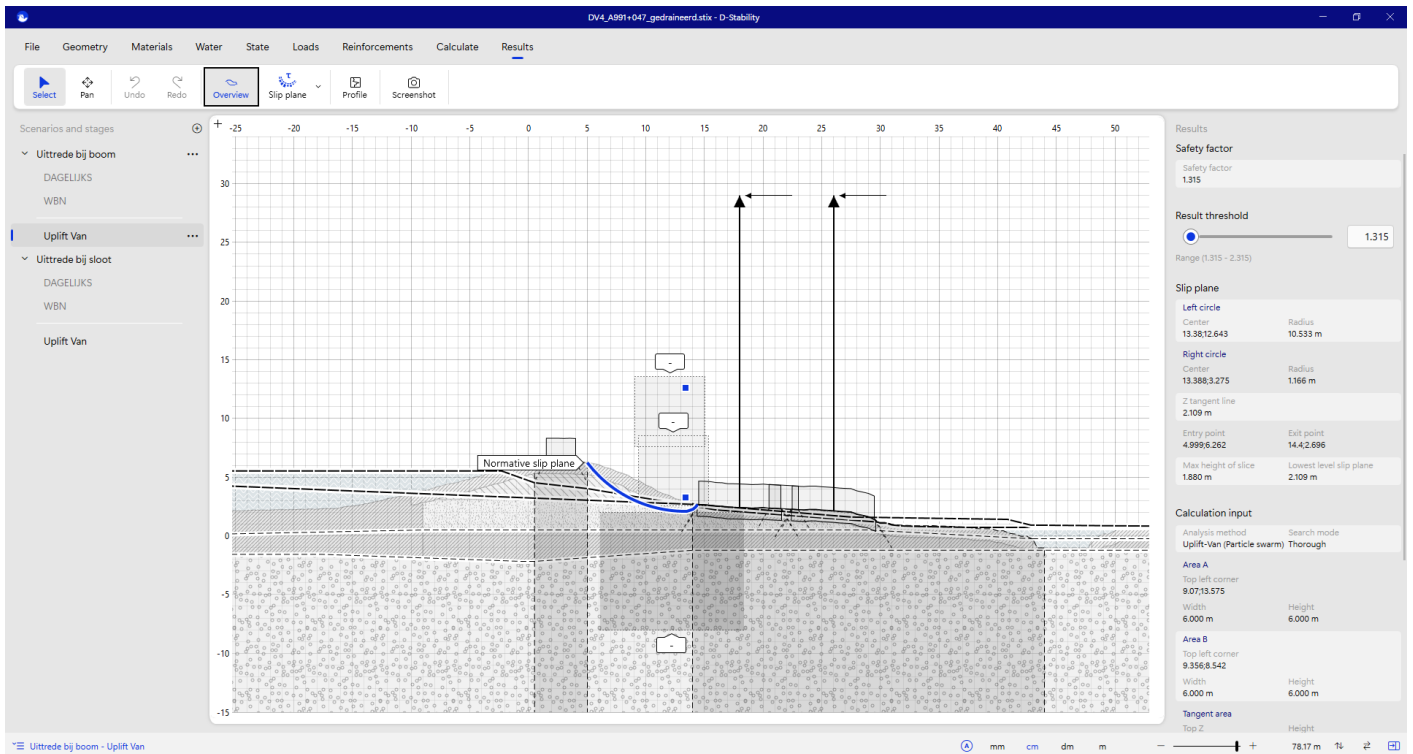
-



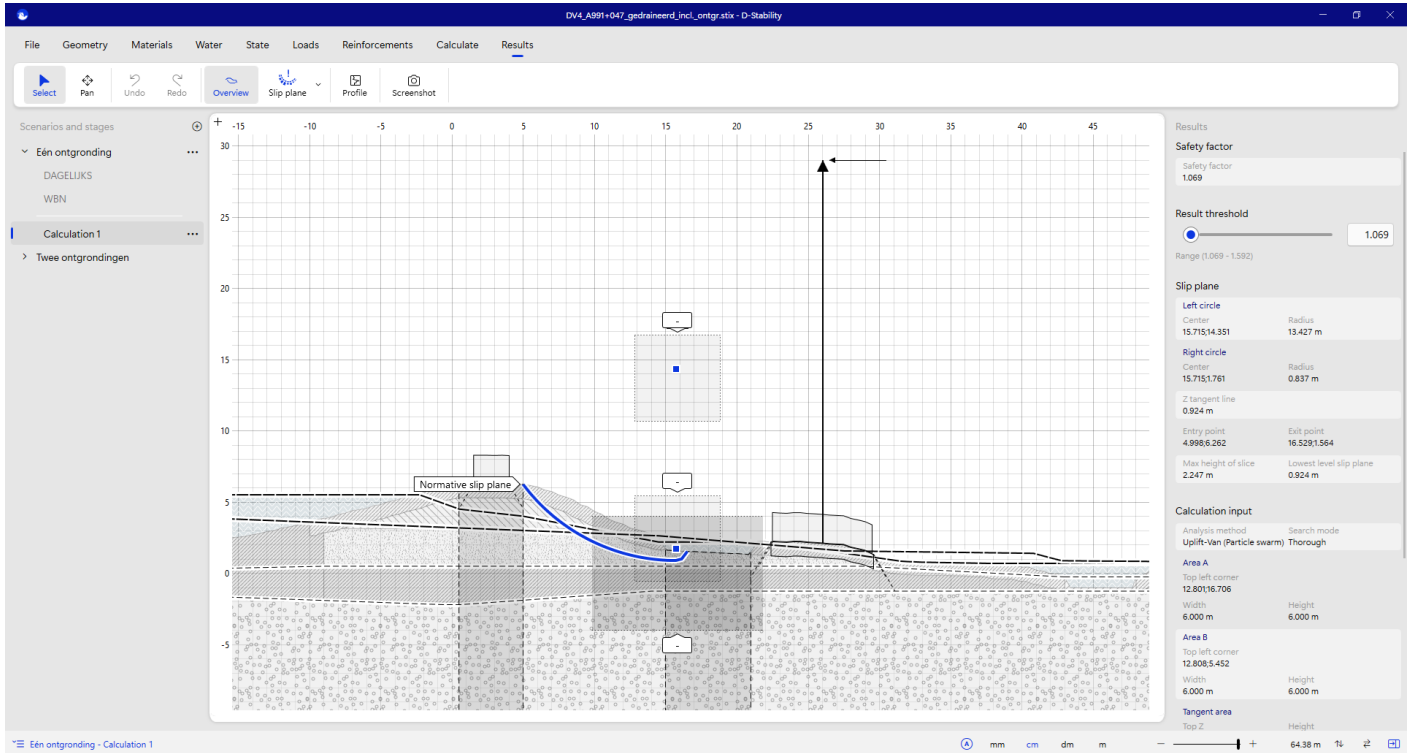
Figuur 26. Ondergrond berekening.

## 4.4 Glijvlakken

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven. Daaronder zijn optioneel nog andere glijvlakken getoond indien van meerwaarde.



Figuur 27. Gehanteerd glijvlak.



Figuur 28. Glijvlak inclusief ontgraving van ontwortelde boom.

## 5 Dijkvak 5

### 5.1 Algemene informatie

Tabel 9. Algemene informatie dijkvak 5.

	Informatie
Project	HWBP PU Doeveren
Datum	26-8-2024
Versie	1
Dijktraject	36-5
Dijkvak	5
Dijkvakgrens van	A994+000
Dijkvakgrens tot	A997+020
Rekenlocatie geometrie en bodemopbouw	A995+0??

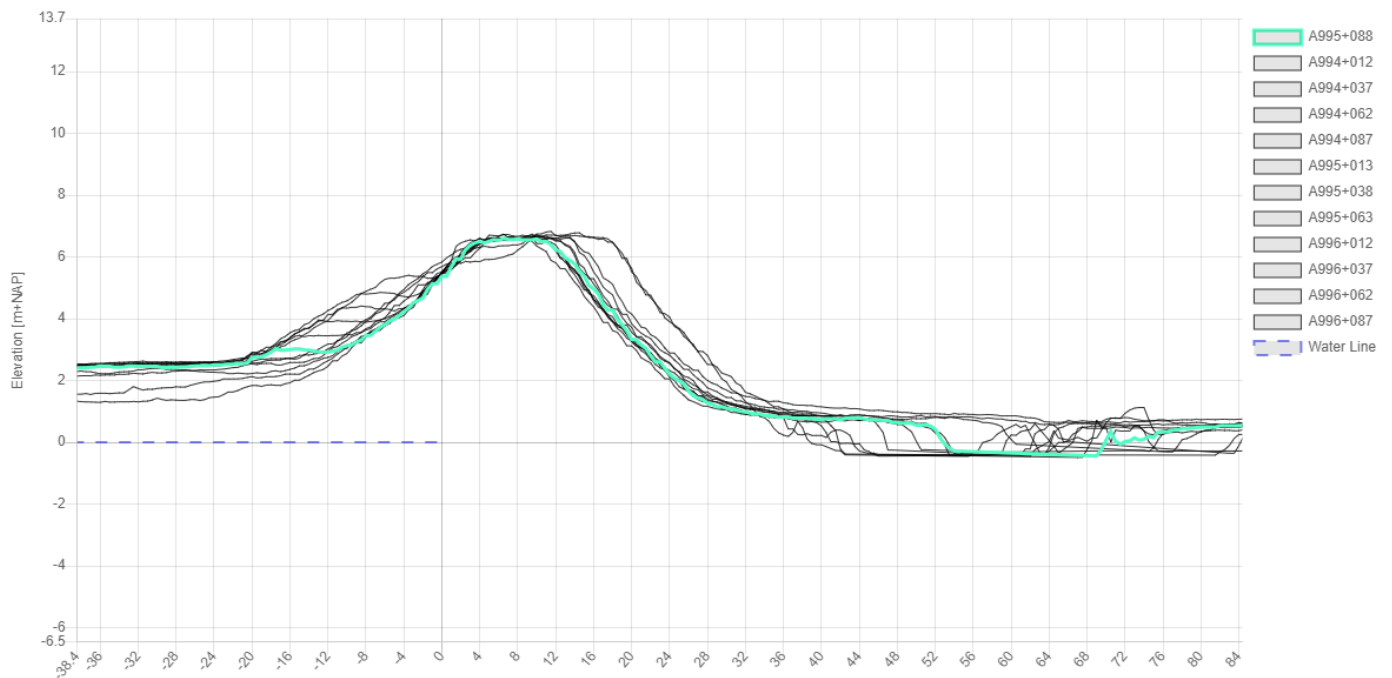


## 5.2 Geometrie

In de onderstaande figuren staan de locatie en het profiel van de maatgevende geometrie.



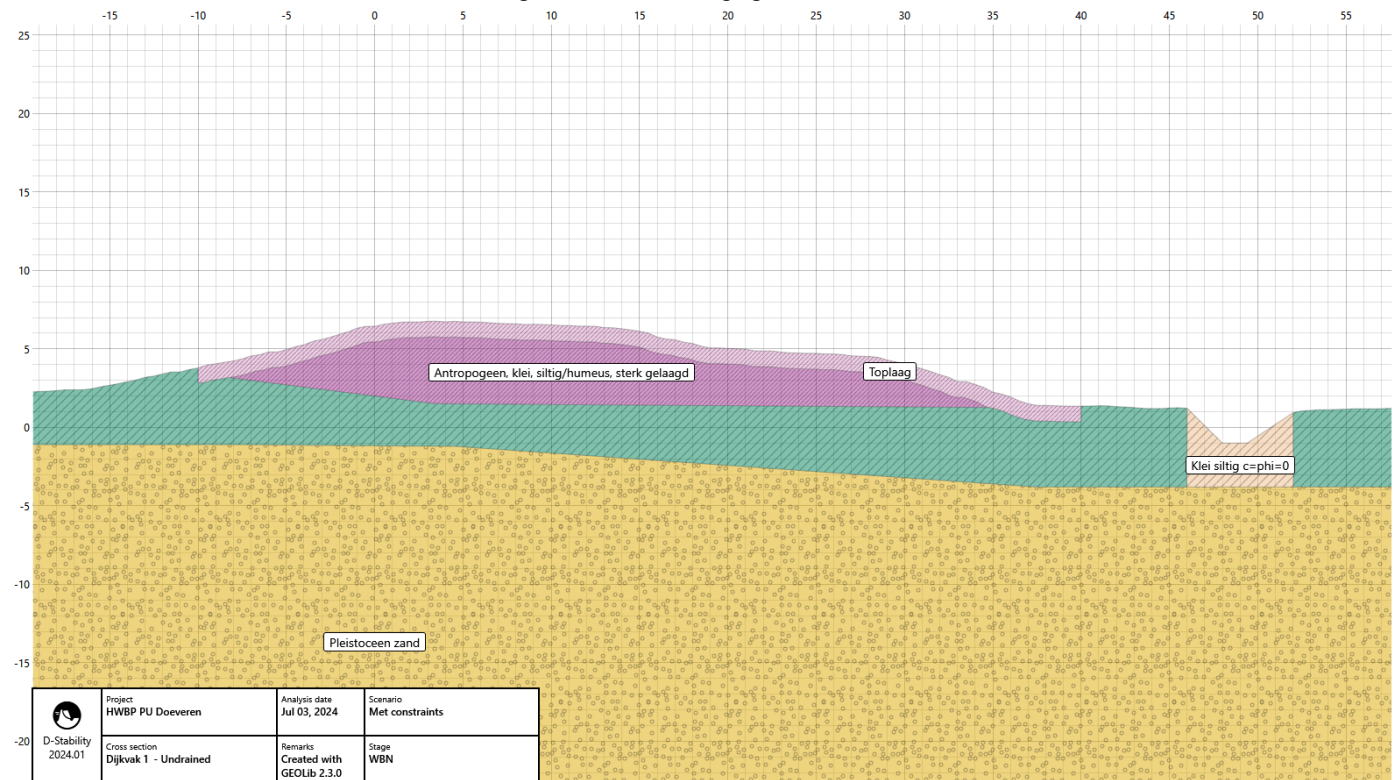
Figuur 29. Locatie geometrie.



Figuur 30. Geometrie.

## 5.3 Ondergrond

Deze paragraaf beschrijft de bodemopbouw van de berekening. De ondergrond is gebaseerd op grondonderzoek wat staat beschreven in het geotechnisch lengteprofiel opgenomen in de Technische Uitgangspunten Notitie Doeveren. Dit resulteert in de schematisatie van de ondergrond zoals weergegeven in



Figuur 3.

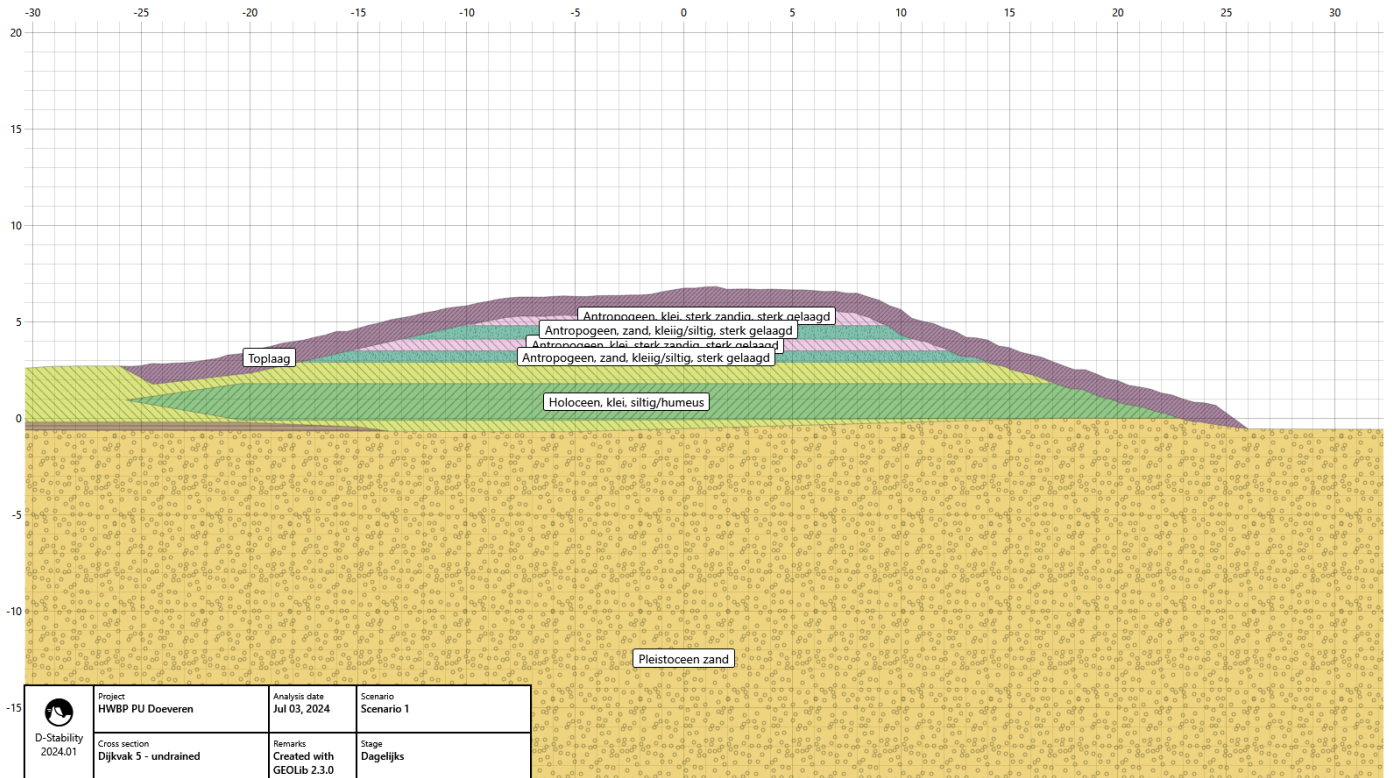
Tabel 10 Gebruikt grondonderzoek

### Locatie in dwarsprofiel

### Grondonderzoek

<b>Buitendijks</b>	hb_36-5_A996+000_but
<b>Kruin</b>	sop_36-5_995+002_kr
<b>Binnendijks</b>	sop_36-5_995+001_bit
<b>Achterland</b>	-

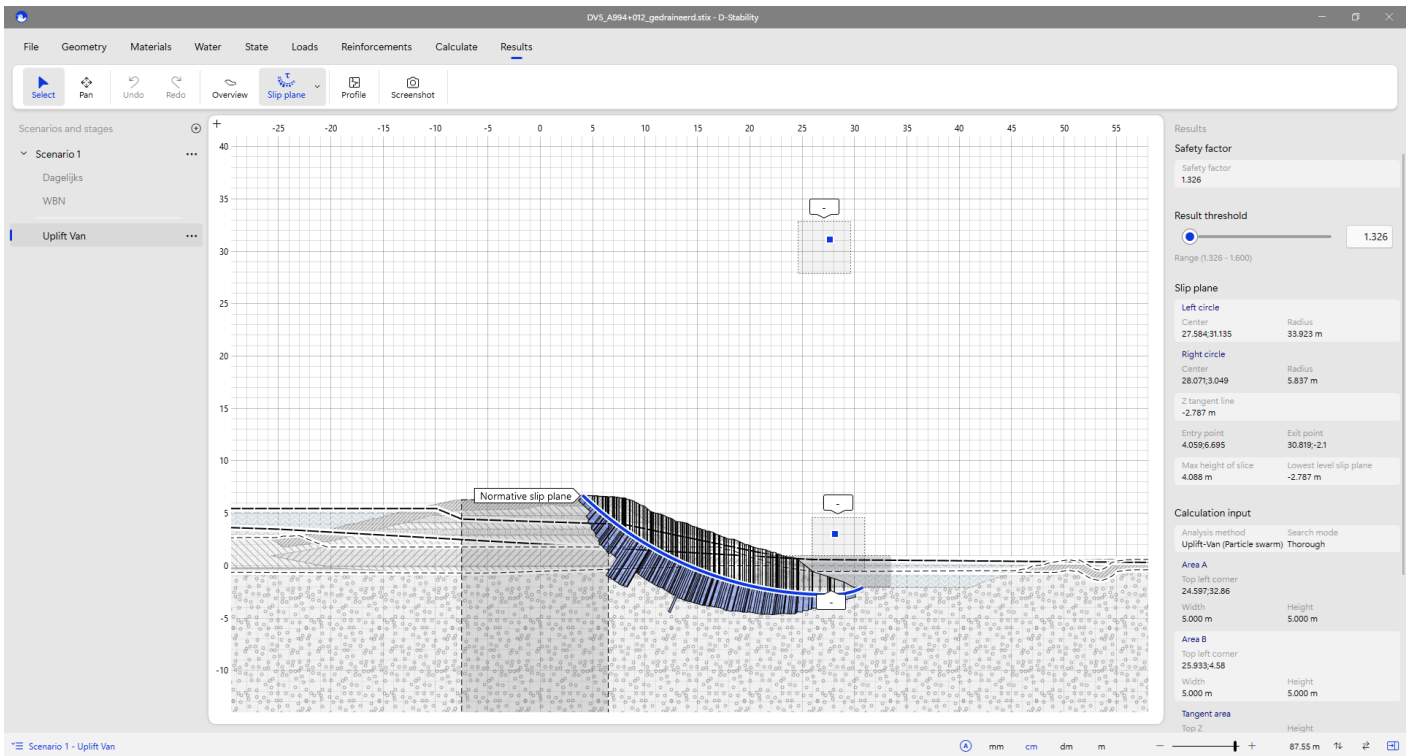




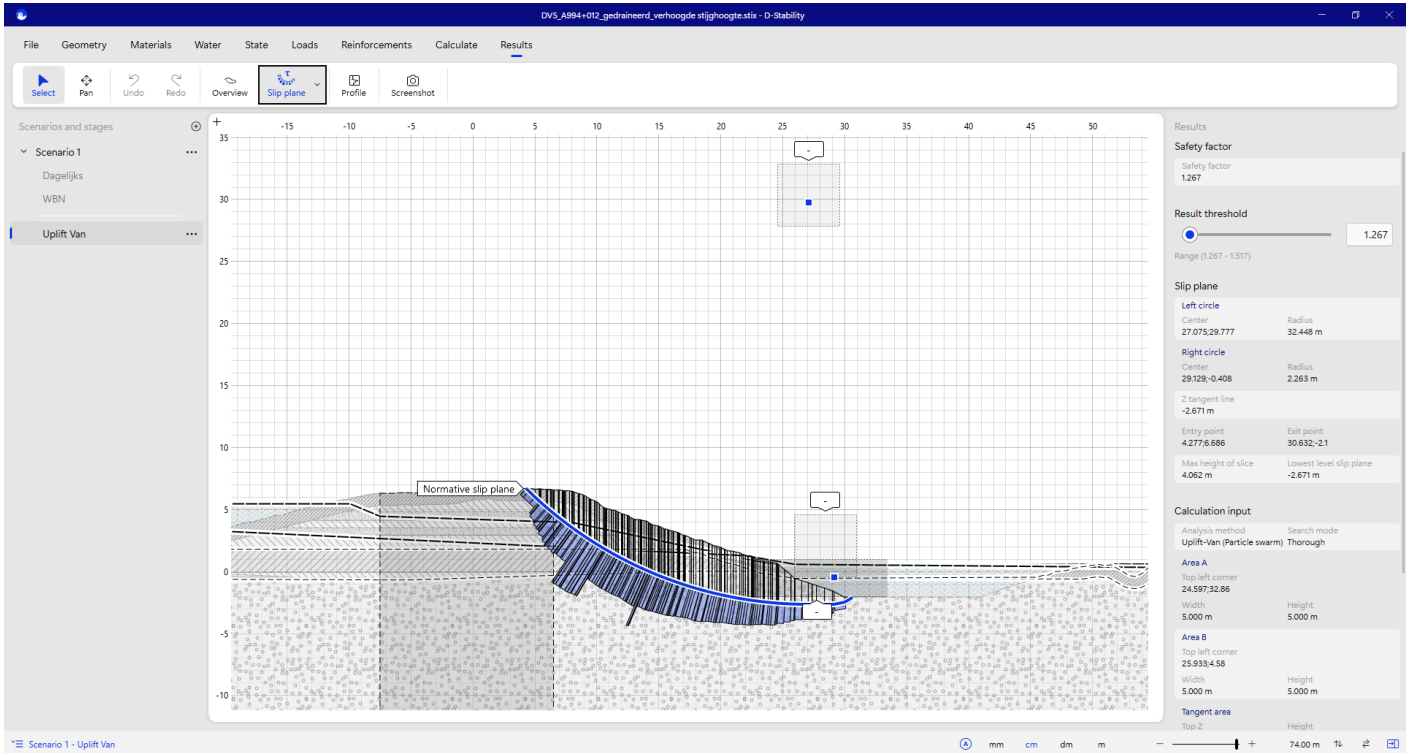
Figuur 31. Ondergrond berekening.

## 5.4 Glijvlakken (STBI)

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven. Daaronder zijn optioneel nog andere glijvlakken getoond indien van meerwaarde.



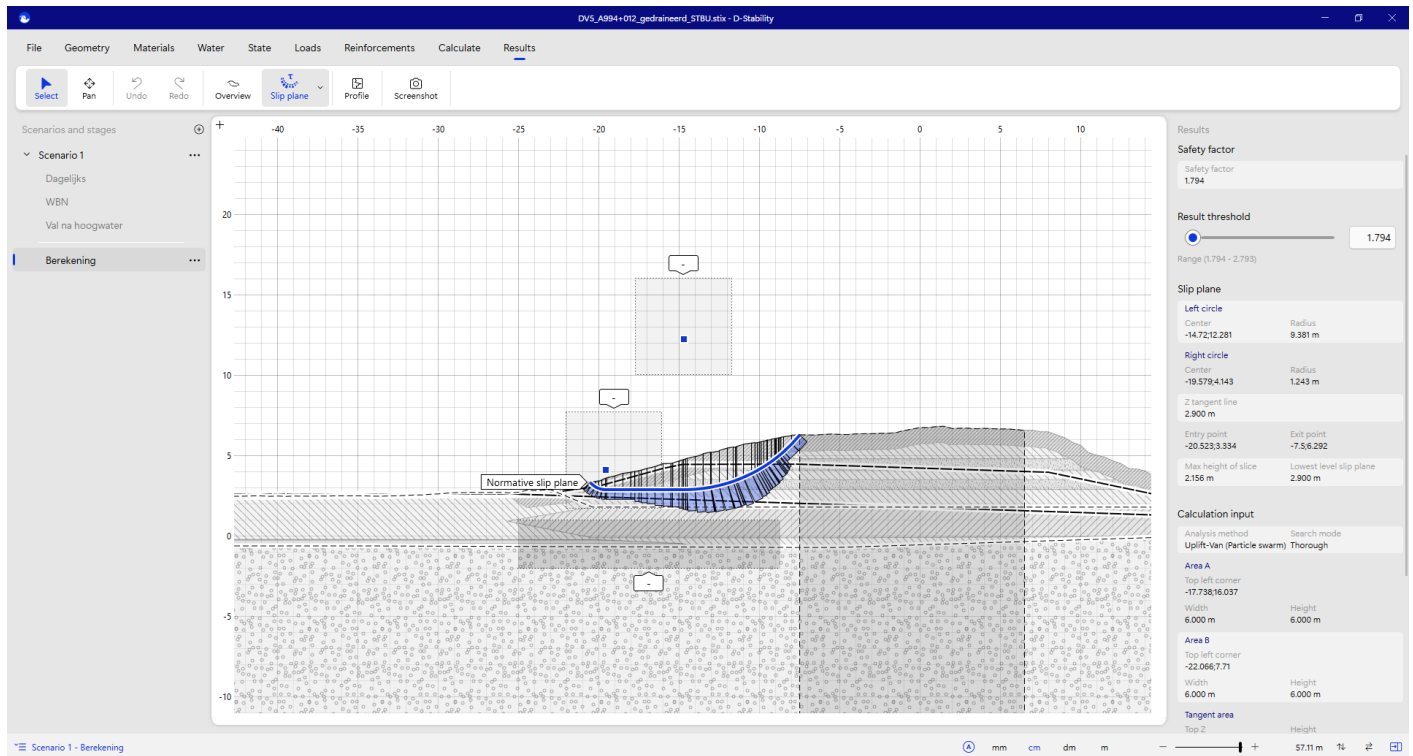
Figuur 32. Gehanteerd glijvlak.



Figuur 33. Indien de stijghoogte verhoogd wordt gaat het oordeel omlaag. Zie rapportage met toelichting. Hier is dieper in gegaan op de peilbuismetingen.

## 5.5 Glijvlakken (STBU)

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven.



Figuur 34

## 6 Dijkvak 6

### 6.1 Algemene informatie

Tabel 11. Algemene informatie dijkvak 6.

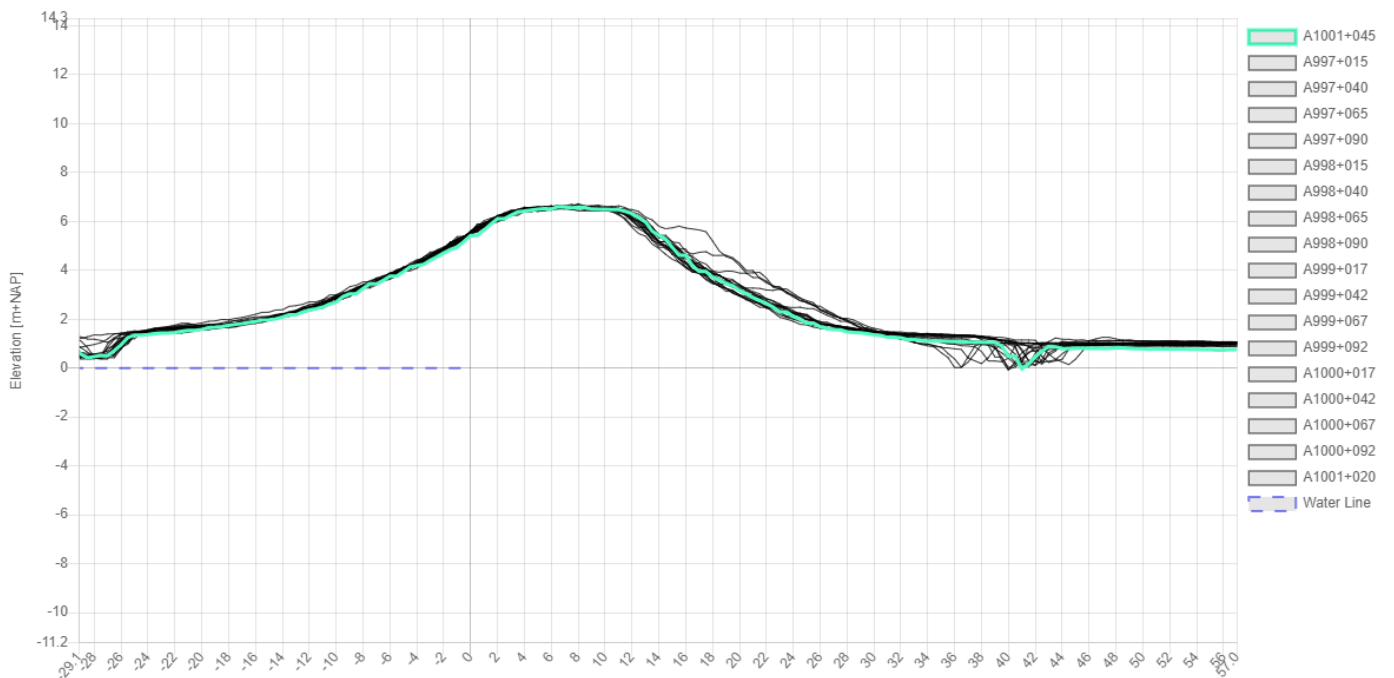
Onderdeel	Informatie
Project	HWBP PU Doeveren
Datum	26-8-2024
Versie	1
Dijktraject	36-5
Dijkvak	6
Dijkvakgrens van	A997+020
Dijkvakgrens tot	A1003+025
Rekenlocatie geometrie en bodemopbouw	A1001+045

## 6.2 Geometrie

In de onderstaande figuren staan de locatie en het profiel van de maatgevende geometrie.



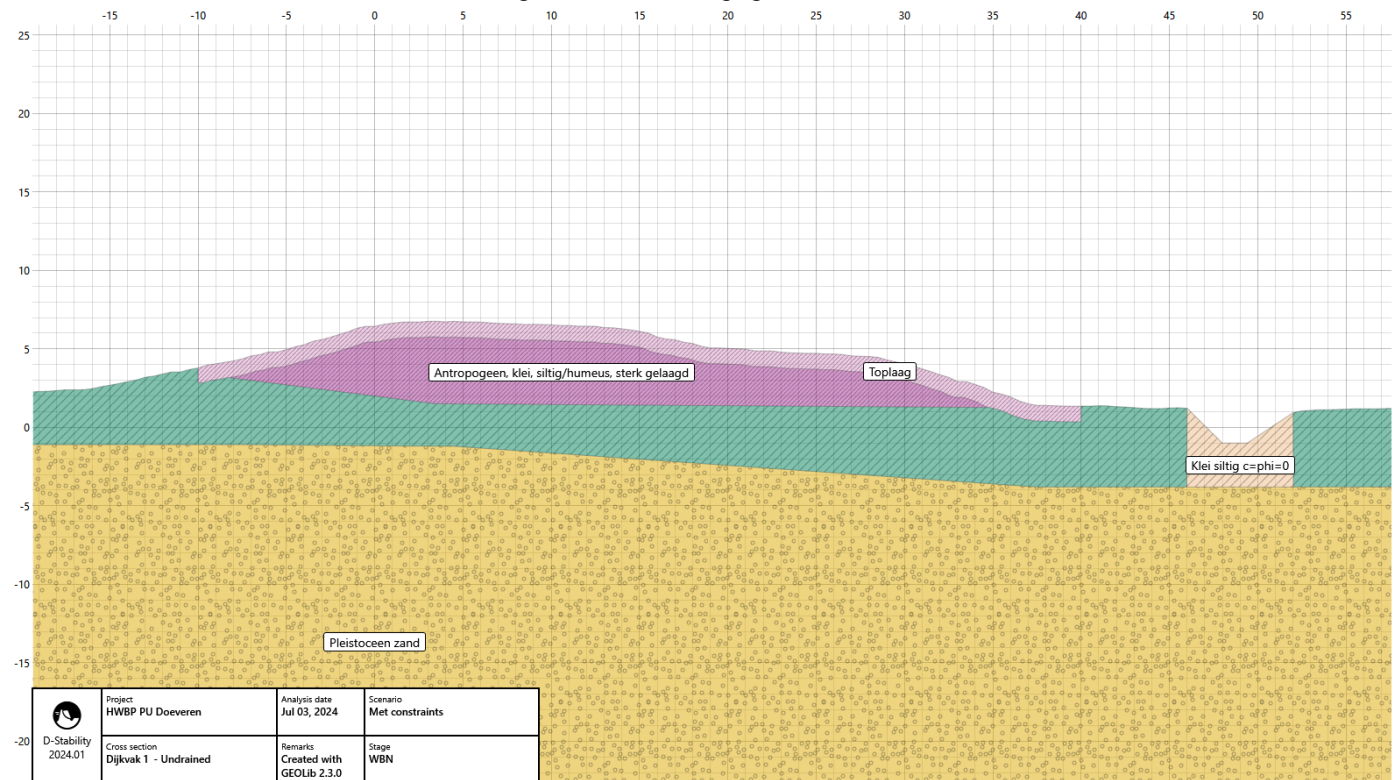
Figuur 35. Locatie geometrie.



Figuur 36. Geometrie.

## 6.3 Ondergrond

Deze paragraaf beschrijft de bodemopbouw van de berekening. De ondergrond is gebaseerd op grondonderzoek wat staat beschreven in het geotechnisch lengteprofiel opgenomen in de Technische Uitgangspunten Notitie Doeveren. Dit resulteert in de schematisatie van de ondergrond zoals weergegeven in

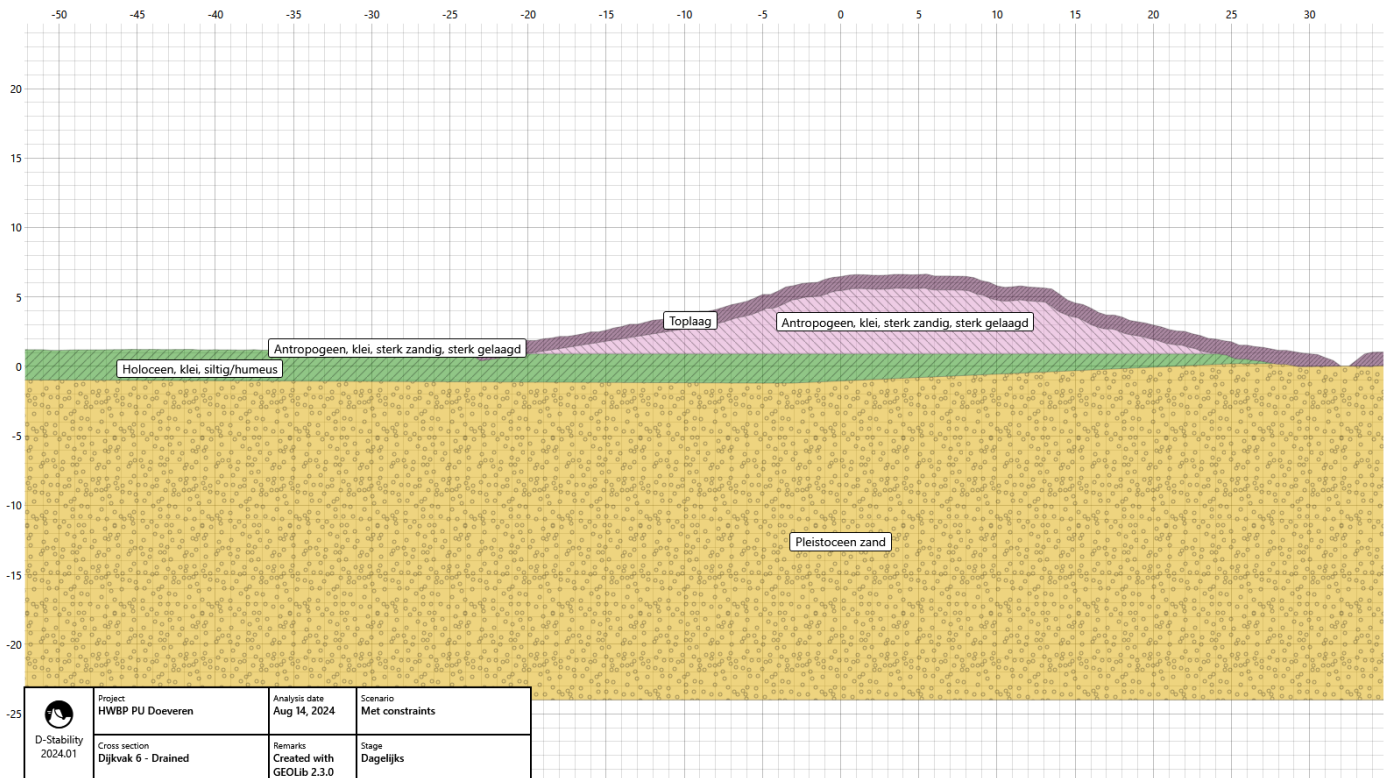


Figuur 3.

Tabel 12 Gebruikt grondonderzoek

Locatie in dwarsprofiel	Grondonderzoek
Buitendijks	hb_36-5_999+096_vl50
Kruin	sop_36-5_1000+003_kr
Binnendijks	hb_36-5_1000+003_bit
Achterland	-

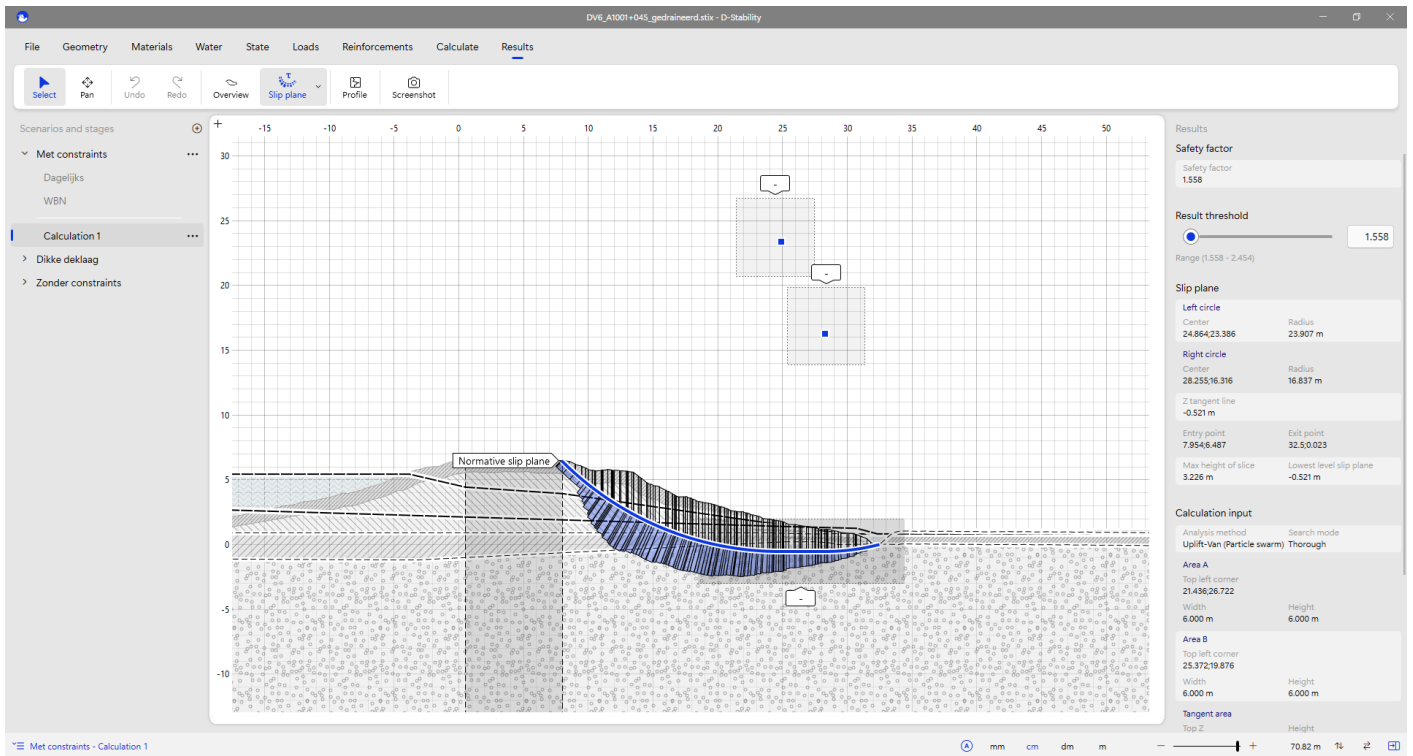




Figuur 37. Ondergrond berekening.

## 6.4 Glijvlakken

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven. Daaronder zijn optioneel nog andere glijvlakken getoond indien van meerwaarde.



Figuur 38. Gehanteerd glijvlak.

## 7 Dijkvak 7

### 7.1 Algemene informatie

Tabel 13. Algemene informatie dijkvak 7.

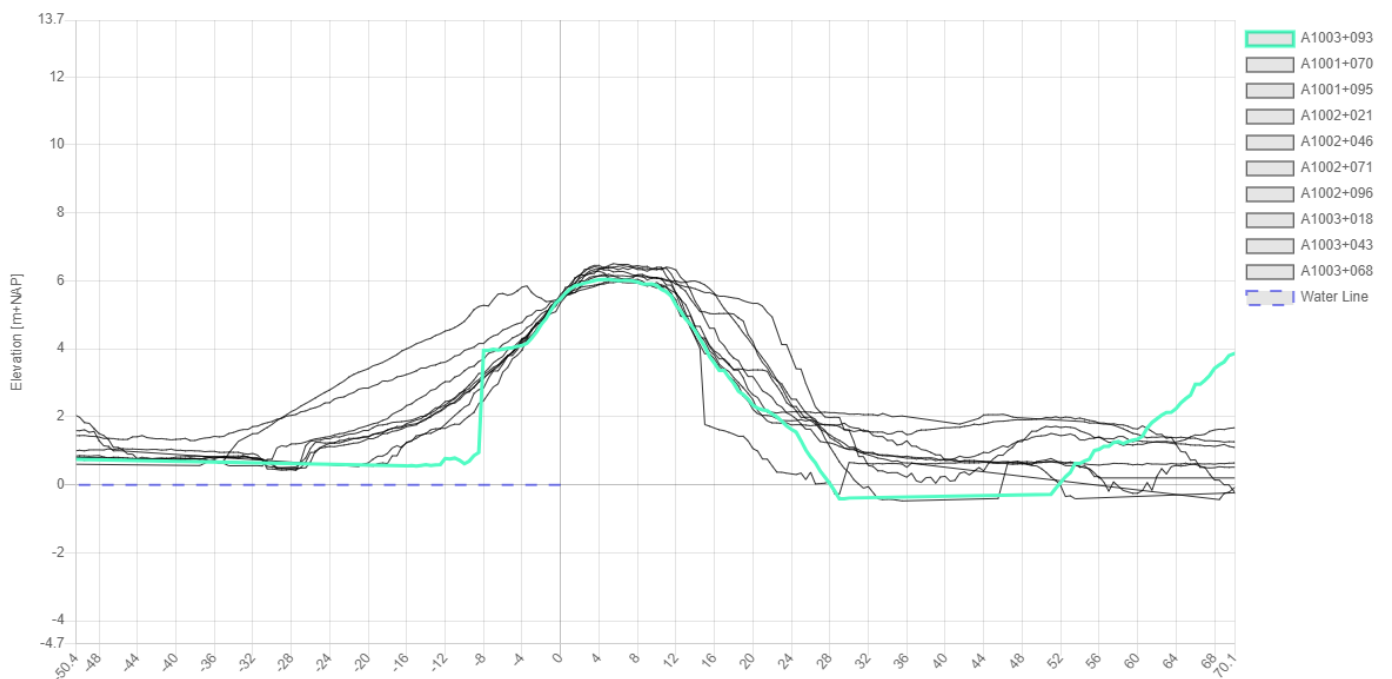
Onderdeel	Informatie
Project	HWBP PU Doeveren
Datum	26-8-2024
Versie	1
Dijktraject	36-5
Dijkvak	7
Dijkvakgrens van	A1003+040
Dijkvakgrens tot	A1003+025
Rekenlocatie geometrie en bodemopbouw	A1003+093

## 7.2 Geometrie

In de onderstaande figuren staan de locatie en het profiel van de maatgevende geometrie.



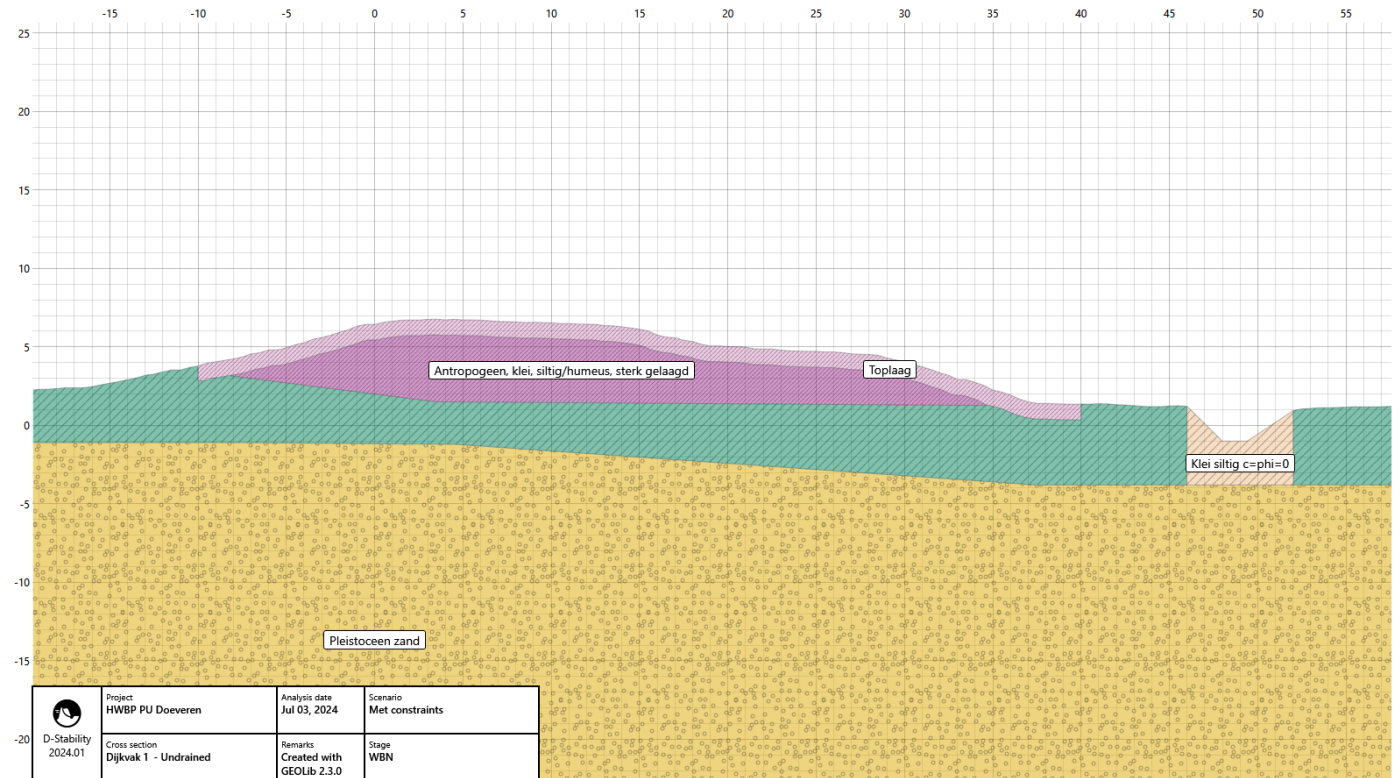
Figuur 39. Locatie geometrie.



Figuur 40 Geometrie

## 7.3 Ondergrond

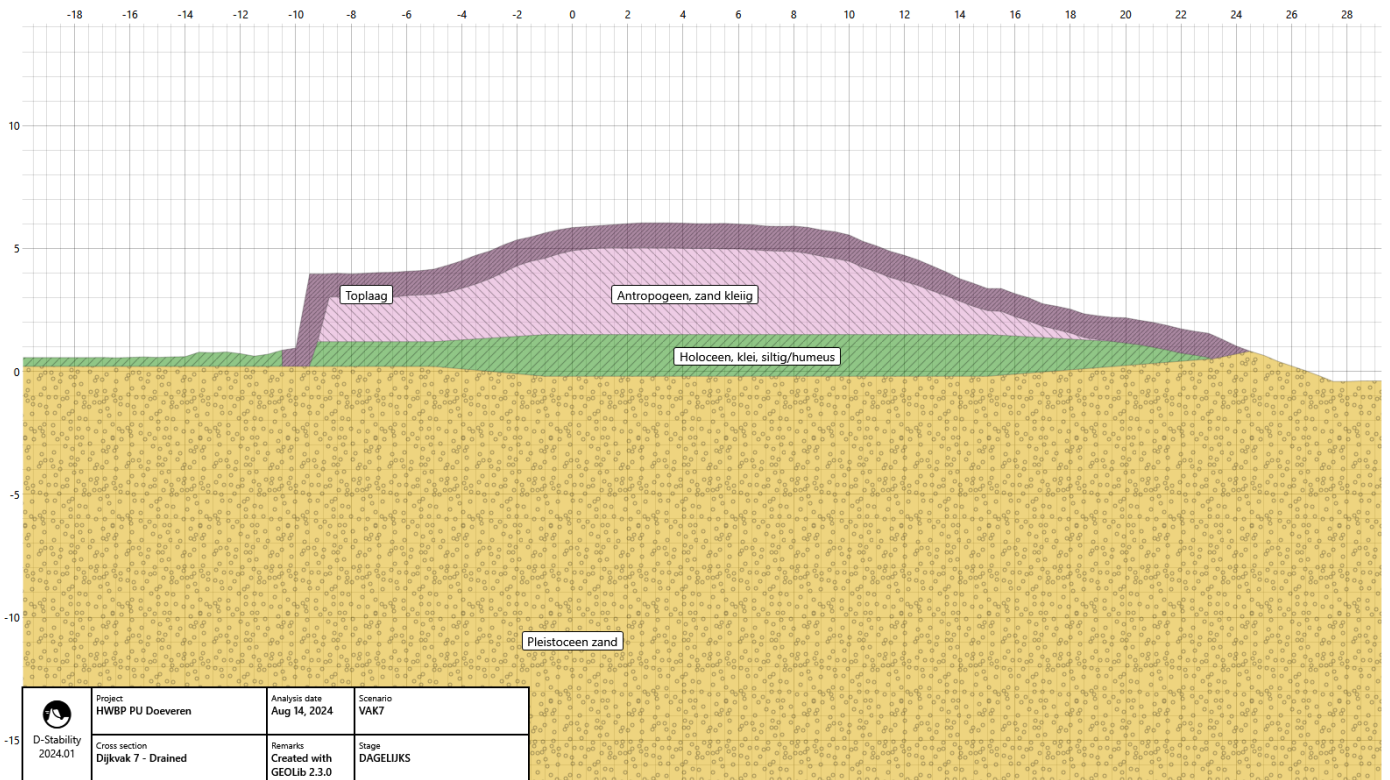
Deze paragraaf beschrijft de bodemopbouw van de berekening. De ondergrond is gebaseerd op grondonderzoek wat staat beschreven in het geotechnisch lengteprofiel opgenomen in de Technische Uitgangspunten Notitie Doeveren. Dit resulteert in de schematisatie van de ondergrond zoals weergegeven in



Figuur 3.

Tabel 14. Gebruikt grondonderzoek.

Locatie in dwarsprofiel	Grondonderzoek
Buitendijks	hb_36-5_1001+011_vl105
Kruin	sop_36-5_1001+002_kr
Binnendijks	hb_36-5_1002+030_bit
Achterland	-

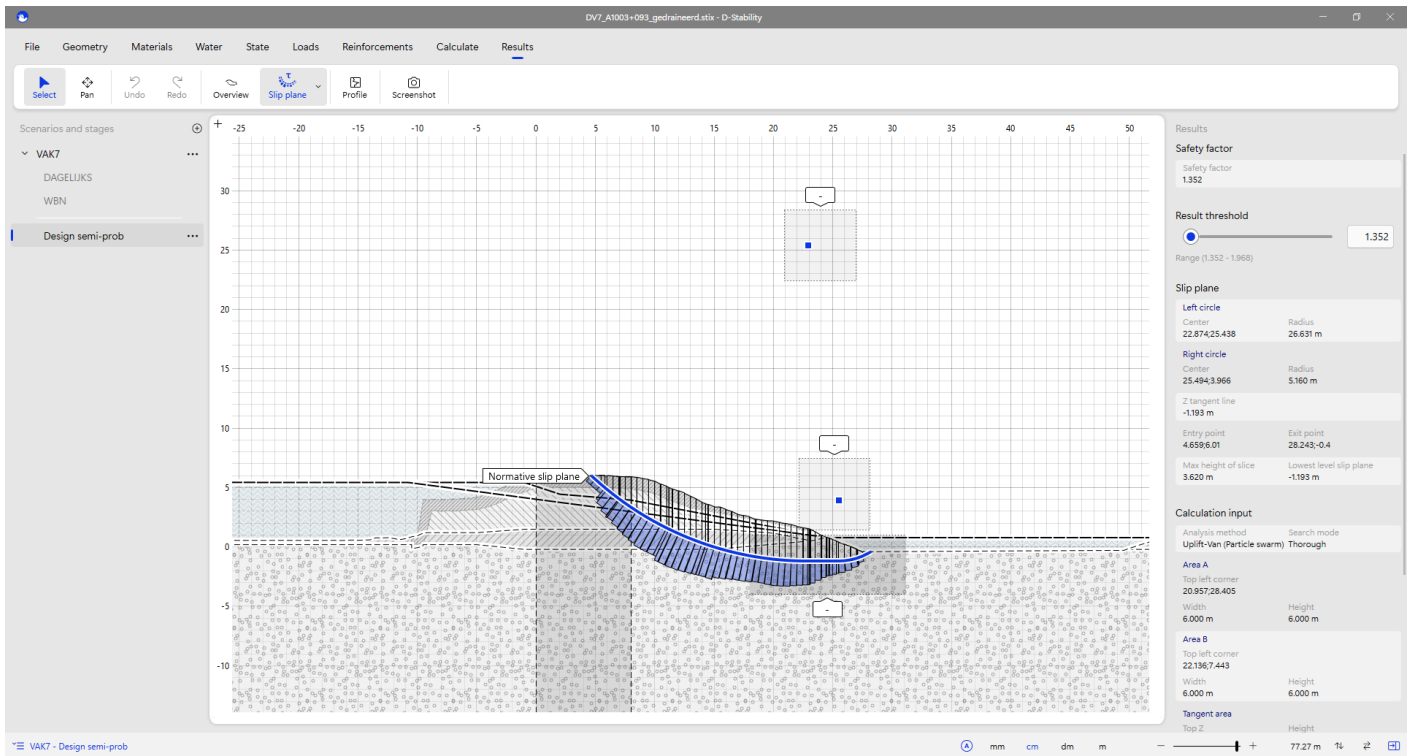


Figuur 41. Ondergrond berekening.

## 7.4 Glijvlakken

In de onderstaande figuur is het gehanteerde glijvlak gegeven. Daaronder zijn optioneel nog andere glijvlakken getoond indien van meerwaarde.





Figuur 42. Gehanteerd glijvlak.

## **B2. Effectstudie waterleiding in relatie tot de waterkering**

**ONDERWERP**  
Effecten waterleidingen irt dijkversterking Doeveren

**PROJECTNUMMER**  
30224126

**DATUM**  
22 november 2024

**ONZE REFERENTIE**  
47ZV4K5NCSQK-241013416-8404:v2.0

**VAN**  
Jeroen Hulzebos; Stefan van Erp

**AAN**  
Jan-Marten Kamphuis

**KOPIE AAN**  
Waterschap Aa en Maas

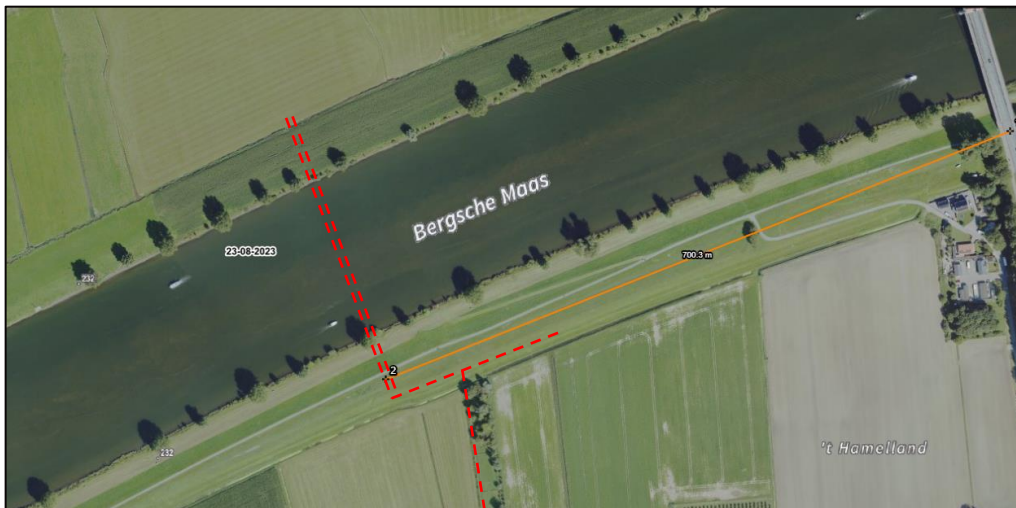
---

## Inhoud

1 Inleiding .....	2
2 Doel .....	3
3 Aanpak .....	4
3.1 Aanpak kruisende leidingen.....	4
3.2 Aanpak parallel liggende leidingen .....	4
4 Ontvangen gegevens .....	5
4.1 Informatie van Brabant Water .....	5
4.2 Leggergegevens Waterschap Aa en Maas .....	6
4.3 Geotechnische bodemopbouw .....	6
5 Uitwerking en analyse kruisende leidingen .....	7
5.1 Uitwerking kruisende leidingen .....	7
5.2 Uitvoeringsaspecten dijkversterking nabij stalen leiding .....	13
6 Uitwerking en analyse parallel liggende leidingen .....	15
6.1 Uitwerking parallel aan waterkering lopende leidingen .....	15
6.2 Uitvoeringsaspecten leidingen parallel aan waterstaatswerk .....	19
7 Analyse Waterschap Aa en Maas .....	20
8 Conclusies en aanbevelingen .....	21
Bijlage 1 - Leiding tracé tekening – Transportleiding Genderen .....	22
Bijlage 2 - Leggertekening “Maasdijk, dwarsprofiel km 96.990 tot km 97.050” .....	23
Bijlage 3 - Gecombineerde dijkprofiel en leidingprofiel .....	24
Bijlage 4 - Beoordelingsformulieren Dijkkruisende leiding conform NEN3651 .....	25
Bijlage 5 - Beoordelingsformulieren Langslopende leiding conform NEN3651 .....	26
Bijlage 6 - SIGMA berekeningen dijkkruisende leidingen .....	27
Bijlage 7 - SIGMA berekeningen langslopende leidingen .....	28

## 1 Inleiding

Arcadis is door het Waterschap Aa en Maas ingehuurd om de planvoorbereiding van de dijkversterking langs de Bergsche Maas tussen Heusden en Doeveren voor te bereiden. Binnen dit project zijn kruisende en parallel lopende drinkwatertransportleidingen van Brabant Water aanwezig. Concreet gaat het om de watertransportleiding van Altena naar Heusden die circa 700 meter westelijk van de Heusdense Brug de Bergsche Maas kruist (zie Figuur 1).



*Figuur 1: Luchtfoto Bergsche Maas met indicatieve locaties leidingen (rood gestreept) [Cyclomedia].*

Om het ontwerp van de dijkversterking te kunnen opstellen is het noodzakelijk om meer details te kennen van deze drinkwatertransportleidingen. Daarnaast dienen de leidingen ook te voldoen aan de waterveiligheidseisen.

## 2 Doel

Het doel van deze memo is om aan te tonen of de leidingen voldoen aan de waterveiligheidseisen in de huidige en toekomstige, versterkte situatie en worden er aanbevelingen gegeven als de leidingen niet voldoen. Daartoe zijn deze bestaande leidingen getoetst aan de NEN 3651:2020.

## 3 Aanpak

Er worden twee leidingdelen nader geanalyseerd. Dat zijn de kruisende leidingen en de parallelle leidingen. De aanpak wordt hieronder per onderdeel toegelicht.

### 3.1 Aanpak kruisende leidingen

De bestaande leidingen (2 evenwijdig aan elkaar gelegen leidingen, staal Ø419 mm) kruisen de waterkering op een onderlinge afstand van 1,5 meter en zijn daardoor een potentieel risico voor de waterkering. Het betreffen twee lagedruk waterleidingen.

Om te bepalen wat er gebeurt en nog belangrijker hoe deze leidingen het risico op overstromen vergroten, indien één van deze twee leidingen bezwijkt ten tijde van hoog water op de Maas doorlopen we de volgende stappen:

1. Analyse van het dwarsprofiel met het vaststellen van de hoogte van de waterkering en de ligging van de leiding binnen dat profiel en de eventuele overhoogte ten opzichte van de waterstand bij de norm (WBN).
2. Bepalen van de erosiekrater die het gevolg kan zijn van het bezwijken van de leiding.
3. Beoordeling van de sterkte van de leiding; jaar van aanleg 1970. Omdat deze leidingen zijn ontworpen conform de in 1972 uitgegeven pijpleidingcode of de daaropvolgende normen, mag een beoordeling plaatsvinden van bestaande leidingen volgens Bijlage E van NEN3651:2020.
4. Beoordelen of leiding voldoet aan de veiligheidsnorm voor de versterkte situatie.
5. Navraag bij de leidingbeheerder:
  - a. Wat de staat van de leidingen is;
  - b. Of de kathodische beschermingen van de leidingen in orde zijn;
  - c. Welke kwelvoorzieningen zijn aangebracht en of die intact zijn.
6. Opstellen advies hoe er met deze leiding moet worden omgegaan tijdens de realisatie van het project (o.a. kwelscherm, afsluitbaarheid, etc.)
7. Rapportage waaruit blijkt wat de kans op bezwijken van de leiding is en wat dat voor gevolgen heeft op de faalkans.

Beschouwd is het bezwijken van één van beide of beide leidingen.

### 3.2 Aanpak parallel liggende leidingen

De parallel aan de waterkering liggende leidingen (AC, deels Ø500 en deels Ø200 en PVC Ø200) hebben een ander veiligheidsrisico. Bij het bezwijken van een van die leidingen zal een ontgrondingskuil kunnen ontstaan. Deze levert een ander (kleiner) risico op voor de kans op falen van de waterkering. Er is in deze situatie sprake van de aanwezigheid van een breed dijklichaam. In dat geval is er sprake van de faalkans tweede afschuiving. In de toekomstige situatie is er sprake van de aanwezigheid van een stalendamwandscherm met de functie Heave-scherm die de ontgroning in de richting van de waterkering beëindigt.

Om te bepalen wat er gebeurt en nog belangrijker hoe deze leidingen het risico op overstromen vergroten, indien één van deze leidingdelen bezwijkt ten tijde van hoog water op de Maas doorlopen we de volgende stappen:

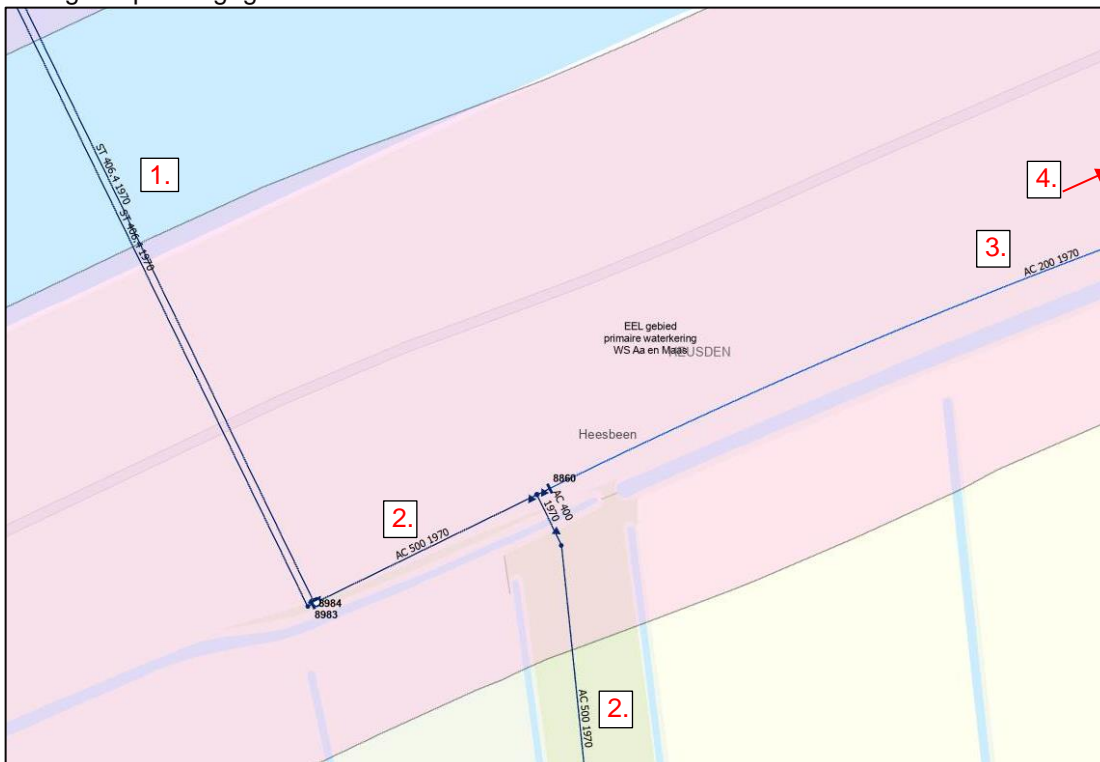
1. Analyse van het dwarsprofiel met de ligging van de leidingen ten opzichte van het dwarsprofiel en de plaats van het aan te brengen Heave-scherm.
8. Analyse van de door Rick van Tilborg (adviseur waterkeringen van Waterschap Aa en Maas) hierover geschreven beschouwing.
9. Omdat deze leidingen zijn ontworpen conform de in 1972 uitgegeven pijpleidingcode of de daaropvolgende normen, mag een beoordeling plaatsvinden van bestaande leidingen volgens Bijlage E van NEN3651:2020.
2. Beoordelen of leiding voldoet aan de veiligheidsnorm voor de versterkte situatie.
10. Opstellen advies hoe er met deze leiding moet worden omgegaan tijdens de realisatie van het project (o.a. toegestane belasting, effecten trillen damwanden).



## 4 Ontvangen gegevens

### 4.1 Informatie van Brabant Water

Brabant Water heeft een revisietekening van de leidingen toegezonden en een overzichtskaartje van de leidingen die in de directe nabijheid liggen. Ook zijn er zijn leiding- en procesgegevens ontvangen. In Bijlage 1 van deze memo is de revisietekening van de leidingen opgenomen. Het overzichtskaartje is als Figuur 2 in deze memo opgenomen. De leiding- en procesgegevens staan in Tabel 1.



Figuur 2: Overzicht waterleidingen aan zuidelijke oever Bergsche Maas. Paarse arcering = kern- en beschermingszone van de waterkering; Blauwe arcering is het zomerbed van de Maas.

Van de leidingen die in de beschermingszone liggen heeft Brabant Water de onderstaande leiding- en procesgegevens verstrekt. De cijfers achter de leidingen verwijzen naar de leidingdelen in Figuur 2.

Leidinggegevens	Stalen leiding (1)	AC 500 (2)	AC 200 (3)	PVC 200 (4)
Leidingmateriaal	Staal, voorzien van KB	Asbest-cement	Asbest-cement	PVC
Afstand tussen leidingen	2 zinkers/leidingen h.o.h. 1,00 m (in rivier) h.o.h. 1,50 m (in waterkering)	-	-	-
Diameter (buiten)	419 mm	564 mm	232 mm	200 mm
Diameter (binnen)	399 mm	500 mm	200 mm	188,2 mm
Wanddikte	10 mm	32 mm	16 mm	5,9 mm
Drukklasse van het materiaal	≤1 MPa	≤1 MPa	≤1 MPa	≤1 MPa
Bedrijfsdruk	380 - 390 kPa	380 - 390 kPa	375 - 385 kPa	365 - 375 kPa
Maximale druk	390 kPa	390 kPa	385 kPa	375 kPa

Diepte onder maaiveld	1 - 1,20 meter	1 - 1,20 meter	1 - 1,20 meter	1 - 1,20 meter
Maximale debiet per leiding	242 m <sup>3</sup> /u	484 m <sup>3</sup> /u	32 m <sup>3</sup> /u	32 m <sup>3</sup> /u
Jaar van aanleg	1970	1970	1970	1974

*Tabel 1: Leiding- en procesgegevens drinkwatertransportleidingen zuidelijke oever Bergsche Maas*

Daarnaast is door Brabant Water het volgende aangegeven:

- De bedrijfsdruk is bepaald op basis van een hydraulische netwerkberekening. De opgegeven drukken zijn berekend zijn op basis van maximale afname (worst case).
- De leidingen verkeren, voor zover bekend, in goede staat. Er hebben geen storingen in deze leidingen plaatsgevonden.
- De zinkers/leidingen zijn voorzien van kathodische bescherming (KB). Het KB-systeem wordt jaarlijks voorzien van een inspectiemeting en is in orde. De afgelopen drie metingen tonen aan dat de leiding voldoende is beschermd. De laatste meting dateert van 21-5-2024.
- De leidingen zijn voorzien van een kwelscherm (deze staan aangegeven op de detailtekening van de stalen leidingen, zie Bijlage 1). Deze zijn zover bekend intact.
- Beide zijden van de zinkers/leidingen zijn voorzien van een afsluiter groep (deze staan aangegeven op de detailtekening van de stalen zinkers/leidingen, zie Bijlage 1). Bij een calamiteit is het mogelijk om hiermee de betreffende leidingdelen af te kunnen sluiten.
- De aansluitende leidingen bestaan onder andere uit Asbest-Cement leidingen, een materiaal dat andere sterkte eigenschappen kent en kwetsbaarder is voor verstoringen.

## 4.2 Leggergegevens Waterschap Aa en Maas

Bij Waterschap Aa en Maas is een dijkprofiel uit de Legger Waterkeringen opgevraagd van het dijkvak tussen 96,990 km en 97,050 km. Deze gegevens zijn opgevraagd via [www.aaenmaas.nl/onswerk/regels/legger/](http://www.aaenmaas.nl/onswerk/regels/legger/). De tekening met het betreffende dwarsprofiel is in Bijlage 2 opgenomen.

## 4.3 Geotechnische bodemopbouw

Uit het aangeleverde geotechnisch onderzoek [Arcadis, Proevenverzameling Doeveren, Parameters macrostabiliteit, piping en bekleding, projectnr 30175426, d.d. 1 maart 2024] blijkt dat ter plaatse van dijkprofiel A970 de bovenlaag bestaat uit zand (6,5m+NAP tot 6,0m+NAP) met daaronder de waterkering die uit klei bestaat (6,0m+NAP tot 1,5m-NAP). Hieronder ligt een dunne laag veen (1,5m-NAP tot 2,0m-NAP) waaronder zich een pleistocene zandlaag bevindt. Deze zandlaag loopt door tot de onderzoeksdiepte (23m-NAP). Er zijn geen zettingsgegevens van de waterkering of de leiding bekend.

## 5 Uitwerking en analyse kruisende leidingen

### 5.1 Uitwerking kruisende leidingen

De revisietekening (Bijlage 1) en het dijkprofiel (Bijlage 2) zijn samengevoegd als een nieuwe figuur in Bijlage 3. Deze figuur geeft diverse afmetingen van het dijkprofiel weer, zoals:

- De legger van het waterschap;
- Het profiel van vrije ruimte (PvVR);
- De hoogte uit de AHN (Algemene hoogtekartaat Nederland);
- De bovenzijde, onderzijde en centerline van de waterleiding.
- Ook is het damwand ontwerp ingetekend.

Op basis van deze gegevens concluderen we dat de leiding is ingegraven in de waterkering en het dijkprofiel volgt. Verder ligt het huidige maaiveld op de kruin van de waterkering hoger dan de legger eist. Op de kruin is volgens de AHN een overhoogte aanwezig van ca. 0,8 meter. De bovenzijde van de buis is volgens de revisietekening verloopt van NAP +5,35 m naar NAP + 5,40 m.

De legger geeft "MHW2023" weer met de waarde 5,637m+NAP, waaruit blijkt dat de leiding onder MHW2023 ligt. Vanuit het project zijn de volgende hoogten voor dijkvak 1/2 bekend:

- Waterstand bij norm (2075): NAP +5,67 m
- Waterstand bij norm (2130): NAP +6,01 m
- Hydraulisch belasting niveau (benodigde kruinhoogte, 2075): NAP +6,03 m

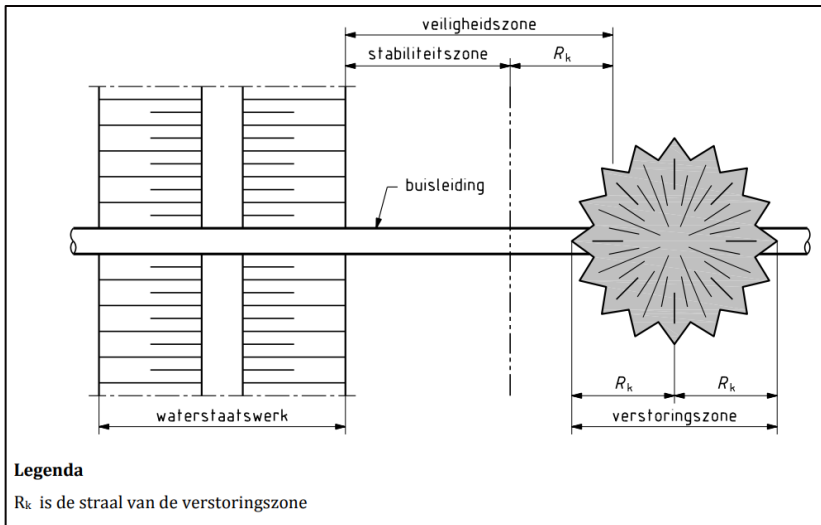
In de kruin ligt de bovenzijde van de leiding op een niveau van 5,40m+NAP, waarmee de leiding dus in het leggerprofiel ligt. Bij falen van de leiding (krater) in de kruin heeft dat dus zeker effect op de kerende hoogte van de waterkering.

Tenslotte valt op dat er aan de binnenzijde van de waterkering meer dijklichaam (steunberm) aanwezig is dan het profiel van vrije ruimte voorschrijft. Deze steunberm was overigens al tijdens aanleg van de leiding aanwezig (zie revisietekening Bijlage 1).

### Erosie krater (Sigma) berekening stalen leiding

In eerste instantie is voor één van de twee leidingen de erosie krater bepaald, omdat de methode hierop afgestemd is. De berekening van de erosiekrater is uitgewerkt in software SIGMA 2024 1.5 van Schrijvers. De uitvoeren zijn bijgevoegd in Bijlage 6 en hieronder nader toegelicht.

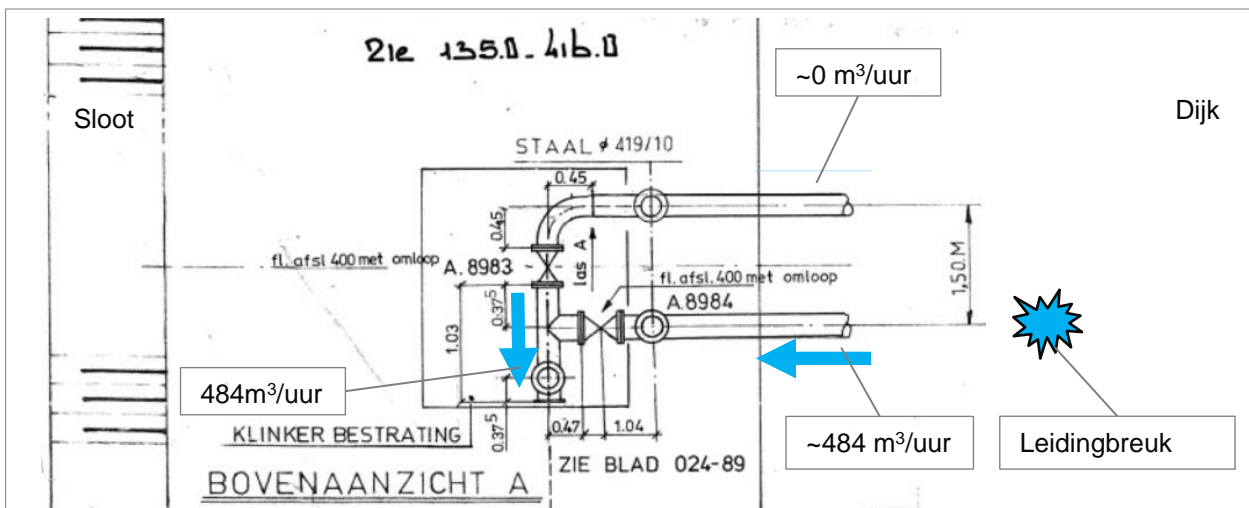
Hieronder is een schematisatie weergegeven van de verstoringszone in relatie tot de waterkering en haar veiligheidszone.



Figuur 3: NEN-3651 figuur 1 blz. 18 met verstoringszone voor haakse kruising van leiding en waterkering (waterstaatswerk)

Als beide evenwijdig aan elkaar lopende leidingen gebruikt worden voor transport ( $2 \times 242 \text{ m}^3/\text{uur}$ ), kan het zijn dat wanneer één leiding breekt, die leiding de weg met minste weerstand wordt voor de vloeistof en dat het debiet door de gebroken leiding sterk toeneemt. In het ergste geval zelfs naar  $484 \text{ m}^3/\text{uur}$  door de gebroken leiding en  $0 \text{ m}^3/\text{uur}$  door de nog intact zijnde leiding. Er zijn geen terugslagkleppen aanwezig in het ontwerp en er wordt vanuit gegaan dat de afsluiters handmatig dichtgezet moeten worden (iemand moet ter plaatse komen), waardoor het niet onmogelijk is dat dit scenario optreedt.

Daarmee kan het debiet en de erosiekrater groter zijn dan waar in reguliere gebruik situatie rekening mee is gehouden. Met die gedachte is ook een extreem scenario toegevoegd.



Figuur 4: Extreme debiet verdeling bij leidingbreuk

Invoer voor SIGMA is de volgende:

Grootheid	Symbol	Reguliere Waarde	Extreme waarde	Eenheid	Opmerking
Uitwendige middenlijn	$D_e$	419	idem	mm	Revisietekening
Inwendige middenlijn	$D_i$	399	idem	mm	Berekende waarde
Wanddikte	$d_n$	10	idem	mm	Revisietekening
Ontwerpdruk	$p_d$	1,0	idem	N/mm <sup>2</sup>	Aanname
Volumieke massa van medium	$\rho$	1000	idem	kg/m <sup>3</sup>	Drinkwater
Aanvullende pomp-/lekgegevens	-	JA	idem		
Maximaal debiet	$Q_m$	242	484	m <sup>3</sup> /uur	Opgave Brabant Water. Extreme waarde als alles door 1 leiding gaat t.g.v. breuk.
Maximale opvoerhoogte	$H_m$	39,0	idem	mwk	Opgave Brabant Water
Dekking van de leiding t.o.v. maaiveld	$H$	1,20	idem	m	Conservatief
Waterstaatswerk verheeld?	-	NEE	idem		Helling niet flauwer dan 1:8.
Hoogteverschil kruin-maaiveld	$H_{werk}$	5,53	idem	m	Kruin: NAP+6,71m o.b.v. AHN (conservatief) Teen: NAP+1,18m o.b.v. AHN (conservatief)
Aangepaste breedte stabiliteitszone	$B_{stabzone}$	30,1	idem	m	Op basis van Legger (Bescheringszone A binnendijks) Ter info: $4H_{werk} = 22,12m$

Tabel 2: invoer SIGMA voor stalen zinkerleiding 2x 419mm

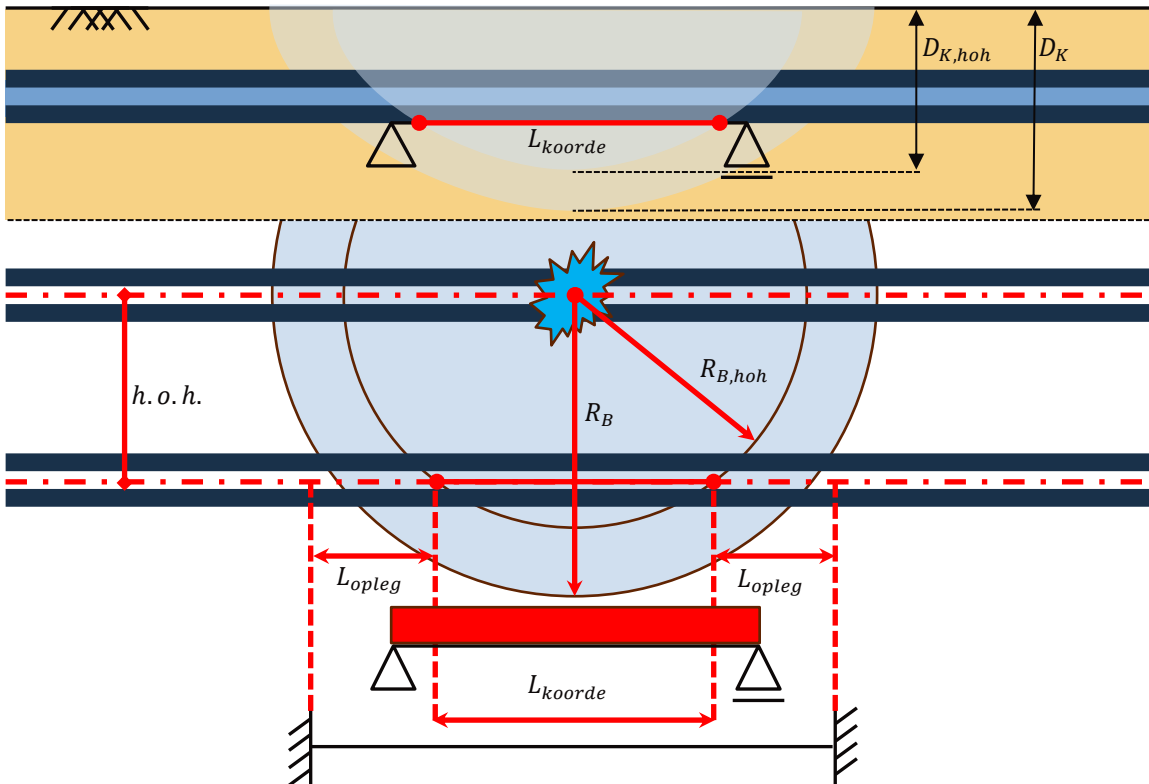
In onderstaande tabel 3 zijn de resultaten weergegeven van de berekening.

Grootheid	Symbol	Uitkomst (Regulier)	Uitkomst (Extreem)	Eenheid
<b>Halve breedte erosiekrater</b>	$R_B$	<b>7,62</b>	<b>9,02</b>	<b>m</b>
Veiligheidszone evenwijdige ligging	$VZ_{\parallel}$	37,72	39,12	m
Veiligheidszone haakse kruising kleine krater	$VZ_{\perp; klein}$	33,91	34,61	m
Veiligheidszone haakse kruising grote krater	$VZ_{\perp; groot}$	37,72	39,12	m
Veiligheidszone haakse kruising volledige afschuiving	$VZ_{\perp; volschuif}$	45,34	48,13	m
<b>Diepte erosiekrater</b>	$D_K$	<b>1,94</b>	<b>1,94</b>	<b>m</b>

Tabel 3: Resultaten erosiekrater berekening voor stalen zinkerleiding 2x 419mm

## Analyse resultaten stalen zinkerleiding

Zoals eerder aangegeven betreft het twee evenwijdig aan elkaar liggende leidingen, waarvoor één leiding de erosiekrater is berekend. Voor een leiding aangelegd na 1972, dient conform NEN 3651 par. 6.4.3 punt b) in het geval de straal van de erosiekrater ( $R_B$ ) groter is dan de hart-op-hart (h.o.h.) afstand van de evenwijdig aan elkaar liggende leidingen door middel van een sterkte berekening aangetoond moet worden dat de evenwijdig aan elkaar liggende leiding niet breekt ten gevolge van ondermijning (zie ook Figuur 5).



Figuur 5: Principe ondermijning evenwijdig aan elkaar liggende leiding door naburige erosiekrater<sup>1</sup>

In deze memo wordt de sterkte niet verder getoetst of uitgewerkt. Conform de eerder genoemde paragraaf in NEN 3651 moet dit wel aangetoond worden voor een veilig ontwerp, maar omdat het hier een bestaande leiding betreft van voor 1972, is dit niet vereist, tenzij de leiding aangepast/gerenoveerd wordt.

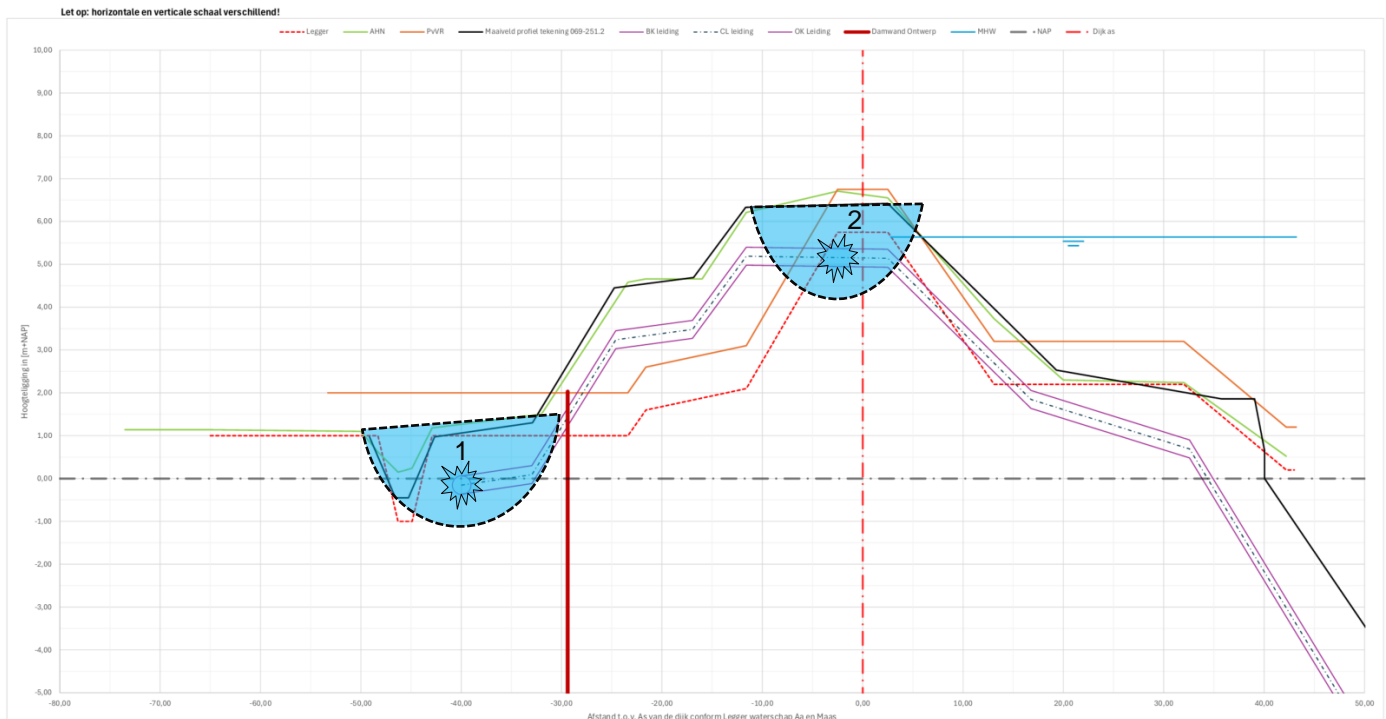
In Bijlage 4 is een beoordeling van de sterkte van de leidingen uitgevoerd volgens NEN3651:2020 §10.5.2 en Bijlage E. De conclusie is dat de beide kruisende leidingen voldoen aan de normering. Dat de leiding aan de toetsing voldoet wil niet zeggen dat de kans op bezwijken nul is, er blijft altijd een restrisico op falen van de leiding.

In het geval de leiding verlegd of opnieuw aangelegd moet worden voor de werkzaamheden, dan moet het ontwerp uiteraard voldoen aan de NEN3651, welke hogere eisen stelt dan waar de leiding uit 1970 aan moet voldoen.

<sup>1</sup> Als de grond heel stijf reageert en een soort inklemming veroorzaakt van de leiding, dan is de meest logische locatie waar de buis kan breken ter plaatse waar deze als ingeklemd reageert (geen hoekverdraaiing t.o.v. normale ligging buis). Het inklemmingsmoment is namelijk tweemaal zo groot als het veldmoment in dat geval. Als de grond heel zacht reageert is meer de scharnierend opgelegde situatie aannemelijk en in dat geval is het veldmoment leidend. De werkelijke grond-buis interactie ligt tussen deze extremen in en bepaalt tevens de locatie van de oplegpunten. Die liggen niet per definitie op het raakvlak van de krater.



## 5.2 Effect kans bezwijken van leidingen op faalkans dijklichaam



**Figuur 6: Dijkprofiel met damwand en stalen zinkerleiding met schets van twee mogelijke erosiekraters: (1) in de teen en (2) in de kruin. Legenda: Rood gestippeld = legger profiel, rood streep-stip = as van de waterkering, groen = AHN, zwart = ontwerptekening 1969, zwart streep-stip = 0m+NAP, Roodbruin (dik) = damwand, Paars = leiding, Oranje = PvVR uit legger; blauw = MHW.**

Een bijkomend risico voor falen van het dijklichaam ter plaatse van de twee stalen leidingen is dat door een erosiekrater het waterkerend theoretisch profiel aangetast wordt (zie hierboven bij “2”).

Deze erosiekrater kan op verschillende locaties optreden, namelijk:

1. Ter plaatse van het buitentalud;
2. Op het hoogste punt van de waterkering;
3. Ter plaatse van het binnentalud.

Voor de eerste en de laatstgenoemde locatie is de verwachting dat het effect van de krater beperkt is tot het wegspoelen van een deel van de dijkbekleding. De verwachting is dat de kerende functie van de waterkering in stand blijft. Echter bij een breuk van de leiding ter plaatse van het hoogste punt van de waterkering zal de uitspoeling naar verwachting groter zijn omdat het uitkomende drinkwater als het ware opgesloten is in de waterkering en er een maximale krater ontstaat, met als gevolg dat de kruin van de waterkering uit kan spoelen met een verlaging van de kerende hoogte tot gevolg.

Resume:

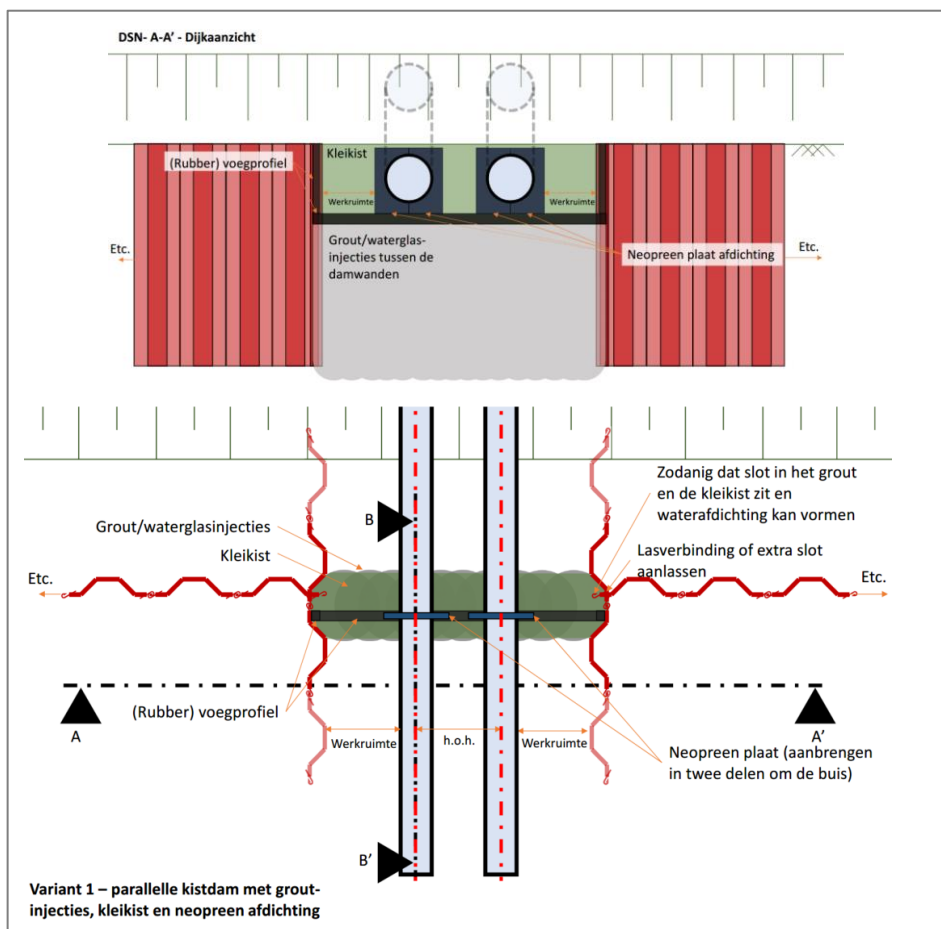
Uit de eerdergenoemde toetsing (zie Bijlage 4) volgt dat de twee stalen leidingen die de waterkering en de waterweg kruisen voldoen aan de eisen die gesteld worden aan bestaande leidingen (van voor 1972), zoals geformuleerd in Bijlage E van de NEN 3650 norm. Op basis van die toetsing hoeven de leidingen niet vervangen te worden. Dat de leiding aan de toetsing voldoet wil niet zeggen dat de kans op bezwijken nul is, er blijft altijd een restrisico op falen van de leiding. Dit aspect wordt nader uitgewerkt in de Nota Vergunbaar ontwerp aangezien deze evenwijdig aan elkaar gelegen leidingen als niet waterkerend object dient te worden beoordeeld.

NB: Als een nieuwe leiding ontworpen wordt conform NEN 3651 dan dient een kruisende leiding altijd boven het theoretisch profiel liggen, eventueel met grondophoging, zodat wel de benodigde dekking van de leiding behaald wordt.

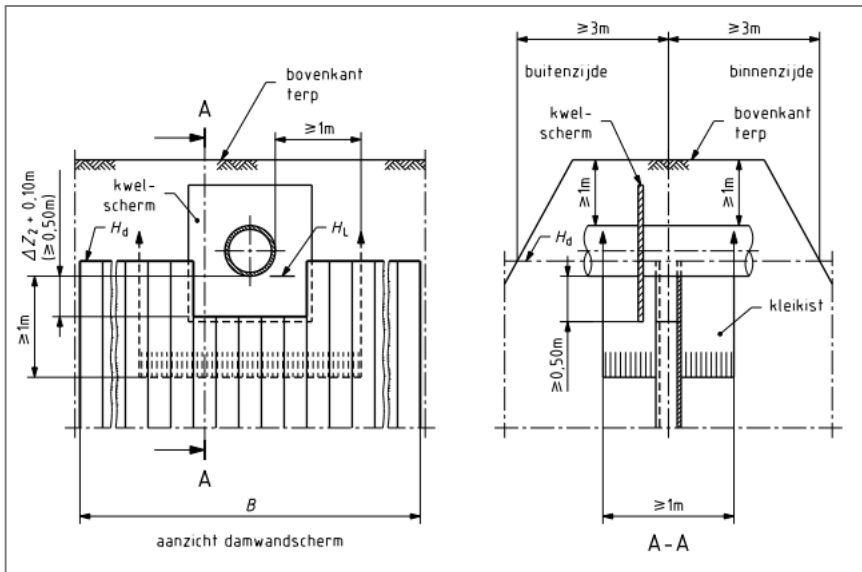
### 5.3 Uitvoeringsaspecten dijkversterking nabij stalen leiding

Voor dijkverbetering is een damwand (Heave scherm) in de teen van de steunberm beoogd, welke kruist met de leiding. Om de damwand toch te installeren op die locatie worden twee opties voorgesteld:

1. Damwanden parallel aan de leiding plaatsen en tussenin een afdichting maken doormiddel van grout- of waterglas-injecties en een kleikist (zie Figuur 7). Let op dat het hierbij gaat om twee evenwijdig aan elkaar liggende leidingen;
2. De leiding (voor zover toegestaan deels) verwijderen, damwand plaatsen met leiding doorvoer conform NEN 3651 § 8.1.7.1.6 “Doorvoer damwand” (zie Figuur 8) en de leiding (deels) conform NEN 3651 opnieuw aanleggen.



Figuur 7: Voorbeeld leiding doorvoer t.p.v. damwand bij bestaande evenwijdig aan elkaar liggende leidingen



Figuur 8: Doorvoer damwand uit Figuur 6a NEN 3651 § 8.1.7.1.6 (Let op: niet uitvoerbaar bij bestaande leidingen).

## 6 Uitwerking en analyse parallel liggende leidingen

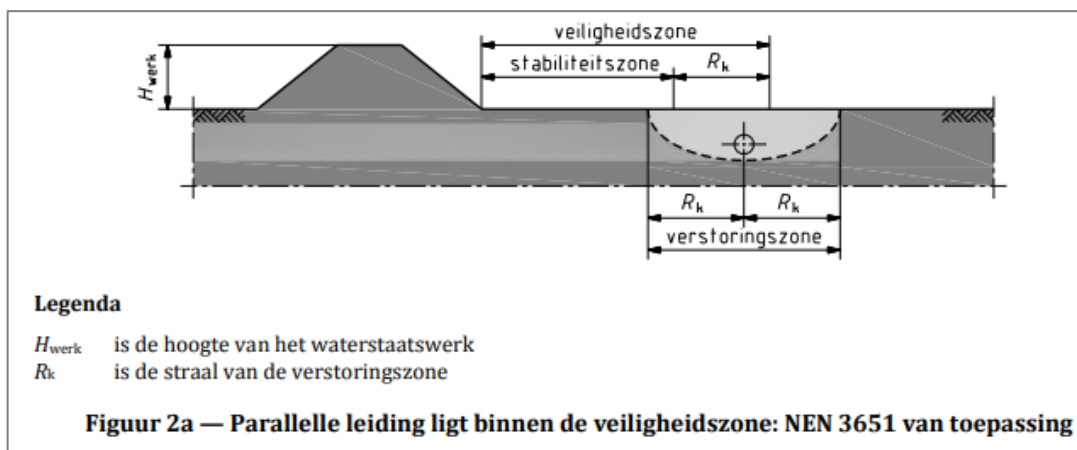
### 6.1 Uitwerking parallel aan waterkering liggende leidingen

Benedenstrooms van die T-splitsing, waarnaartoe de twee stalen leidingen door de waterkering en onder de rivier doorlopen, loopt parallel aan de waterkering een Asbest Cement (AC) leiding met een buiten diameter van 500mm. Deze eindigt in een T-splitsing waar haaks op de waterkering een kort stuk 400mm AC leiding loopt die over gaat naar wederom 500mm. De ander tak loopt wel weer parallel aan dewaterkering en heeft een diameter van 200mm.

In het leggerprofiel is af te lezen dat de beschermingszone A<sup>2</sup> tot 30,1m vanaf de teen van het theoretisch (legger) profiel ligt. Dit betekent dat de eerder beschreven AC leidingen en het T-stuk allemaal binnen deze zone liggen, wat ook weergegeven is in Figuur 2. Ligging in deze beschermzone kan bij bezwijken van de leiding ertoe leiden dat de stabiliteit van dewaterkering in gevaar komt.

#### Erosie krater (Sigma) berekening voor parallelle leiding

Voor leidingen die parallel aan waterstaatswerken liggen is de berekening grotendeels dezelfde. De erosie krater wordt ook hier met software SIGMA bepaald. De uitvoeren zijn bijgevoegd in Bijlage 7 en hieronder nader toegelicht.



Figuur 9: NEN 3651 figuur 2a parallelle leiding ligt binnen veiligheidszone.

<sup>2</sup> Er wordt vanuit gegaan wordt dat beschermingszone A in de legger overeenkomt met de stabiliteitszone zoals vermeld in NEN 3651.

Invoer voor de AC  $\varnothing 500$  leiding in SIGMA is de volgende:

Grootheid	Symbool	Waarde	Eenheid	Opmerking
Uitwendige middenlijn	$D_e$	564	mm	Berekende waarde
Inwendige middenlijn	$D_i$	500	mm	Opgave Brabant Water
Wanddikte	$d_n$	32	mm	Opgave Brabant Water
Ontwerpdruk	$p_d$	1,0	N/mm <sup>2</sup>	Aanname
Volumieke massa van medium	$\rho$	1000	kg/m <sup>3</sup>	Drinkwater
Aanvullende pomp-/lekgegevens	-	JA		
Maximaal debiet	$Q_m$	484	m <sup>3</sup> /uur	Opgave Brabant Water
Maximale opvoerhoogte	$H_m$	39,0	mwk	Opgave Brabant Water
Dekking van de leiding t.o.v. maaiveld	$H$	1,20	m	Conservatief
Waterstaatswerk verheeld?	-	NEE		Helling niet flauwer dan 1:8.
Hoogteverschil kruin-maaiveld	$H_{werk}$	5,53	m	Kruin: NAP+6,71m o.b.v. AHN (conservatief) Teen: NAP+1,18m o.b.v. AHN (conservatief)
Aangepaste breedte stabiliteitszone	$B_{stabzone}$	30,1	m	Op basis van Legger (Beschermingszone A binnendijks) Ter info: $4H_{werk} = 22,12m$

Tabel 4: invoer SIGMA voor AC  $\varnothing 500$  parallel lopende leiding

In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven van de berekening.

Grootheid	Symbool	Berekende waarde	Eenheid
<b>Halve breedte erosiekrater</b>	$R_B$	<b>9,32</b>	<b>m</b>
Veiligheidszone evenwijdige ligging	$VZ_{\parallel}$	39,42	m
Veiligheidszone haakse kruising kleine krater	$VZ_{\perp, klein}$	34,76	m
Veiligheidszone haakse kruising grote krater	$VZ_{\perp, groot}$	39,42	m
Veiligheidszone haakse kruising volledige afschuiving	$VZ_{\perp, volschuif}$	48,75	m
<b>Diepte erosiekrater</b>	$D_K$	<b>2,12</b>	<b>m</b>

Tabel 5: Resultaten erosiekrater berekening voor AC leiding  $\varnothing 500$  mm



De invoer voor de AC  $\varnothing 200$  leiding in SIGMA is de volgende:

Grootheid	Symbool	Waarde	Eenheid	Opmerking
Uitwendige middenlijn	$D_e$	232	mm	Berekende waarde
Inwendige middenlijn	$D_i$	200	mm	Opgave Brabant Water
Wanddikte	$d_n$	16	mm	Opgave Brabant Water
Ontwerpdruk	$p_d$	1,0	N/mm <sup>2</sup>	Aanname
Volumieke massa van medium	$\rho$	1000	kg/m <sup>3</sup>	Drinkwater
Aanvullende pomp-/lekgegevens	-	JA		
Maximaal debiet	$Q_m$	32	m <sup>3</sup> /uur	Opgave Brabant Water
Maximale opvoerhoogte	$H_m$	39,0	mwk	Opgave Brabant Water
Dekking van de leiding t.o.v. maaiveld	$H$	1,20	m	Conservatief
Waterstaatswerk verheeld?	-	NEE		Helling niet flauwer dan 1:8.
Hoogteverschil kruin-maaiveld	$H_{werk}$	5,53	m	Kruin: NAP+6,71m o.b.v. AHN (conservatief) Teen: NAP+1,18m o.b.v. AHN (conservatief)
Aangepaste breedte stabiliteitszone	$B_{stabzone}$	30,1	m	Op basis van Legger (Beschermingszone A binnendijks) Ter info: $4H_{werk} = 22,12m$

Tabel 6: invoer SIGMA voor AC  $\varnothing 200$  parallel lopende leiding

In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven van de berekening.

Grootheid	Symbool	Berekende waarde	Eenheid
<b>Halve breedte erosiekrater</b>	$R_B$	<b>4,20</b>	<b>m</b>
Veiligheidszone evenwijdige ligging	$VZ_{\parallel}$	34,30	m
Veiligheidszone haakse kruising kleine krater	$VZ_{\perp, klein}$	32,20	m
Veiligheidszone haakse kruising grote krater	$VZ_{\perp, groot}$	34,30	m
Veiligheidszone haakse kruising volledige afschuiving	$VZ_{\perp, volschuif}$	38,50	m
<b>Diepte erosiekrater</b>	$D_K$	<b>1,72</b>	<b>m</b>

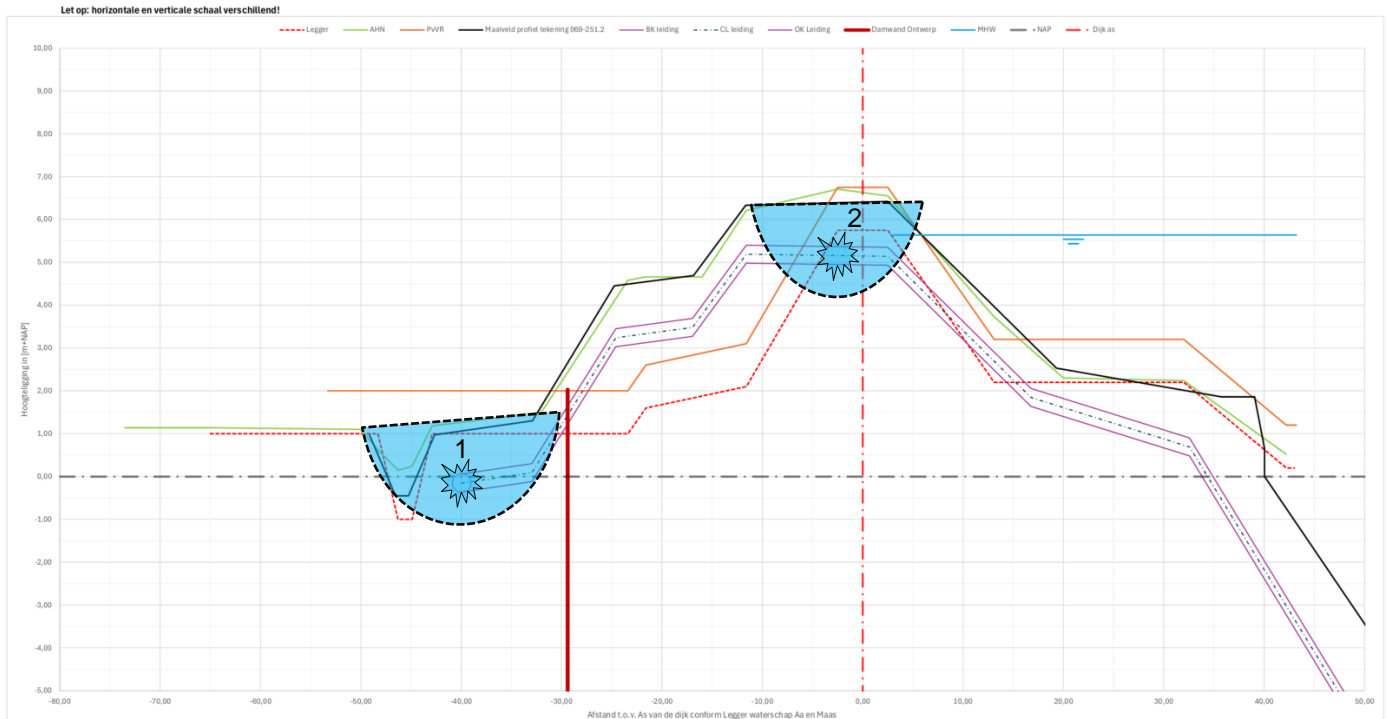
Tabel 7: Resultaten erosiekrater berekening voor AC leiding  $\varnothing 200$  mm

### Analyse resultaten Sigma voor parallelle leiding

De hiervoor berekende erosiekraters bevinden zich binnen de veiligheidszone van de waterkering en hebben daardoor een negatief effect op de waterveiligheid van de waterkering. In het slechtste geval zou bij een langdurige uitstroom van water uit de leiding een krater kunnen ontstaan die ertoe leidt dat de waterkering onstabiel wordt.

Ook deze leiding is van voor 1972 en moet daarom voldoen aan NEN 3651 Bijlage E. Beoordeling is bijgevoegd in Bijlage 5. Door het ontbreken van noodzakelijke leiding parameters is het niet te controleren of deze leiding aan de norm voldoet. Dit heeft te maken met het specifieke materiaal (AC) en de software die niet ingericht is om met dit leidingmateriaal te rekenen.

## 6.2 Effect kans bezwijken van leidingen op faalkans dijklichaam



**Figuur 10: Dijkprofiel met damwand en stalen zinkerleiding met schets van twee mogelijke erosiekraters: (1) in de teen en (2) in de kruin. Legenda: Rood gestippeld = legger profiel, rood streep-stip = as van de waterkering, groen = AHN, zwart = ontwerptekening 1969, zwart streep-stip = 0m+NAP, Roodbruin (dik) = damwand, Paars = leiding, Oranje = PvVR uit legger; blauw = MHW.**

Een bijkomend risico voor falen van het dijklichaam ter plaatse van de twee stalen leidingen is dat door een erosiekrater het waterkerend theoretisch profiel aangetast wordt (zie hierboven bij "1").

In principe is er geen reden om aan te nemen dat de leiding niet voldoet aan de sterkte eis, maar de leiding loopt over een langere lengte. Hierdoor is het totale risico groter op falen dan bij een parallelle loop met een korte lengte.

Alternatieven om dit risico te reduceren zijn:

- Verleggen van de leiding buiten de veiligheidszone van de waterkering;
- Aanbrengen van damwandscherm tussen waterkering en leiding.

Dit tweede alternatief is op dit moment in het ontwerp opgenomen (Heave-damwandscherm). Als een erosiekrater optreedt, dan is dit altijd achter het damwandprofiel ten opzichte van de waterkering. Het betreffende Heavescherm is niet gedimensioneerd op een aanvullende stabiliteitsfunctie.

Resume:

Uit de eerdergenoemde toetsing (zie Bijlage 4) volgt dat de Asbest-Cement leidingen die parallel aan de teen van de waterkering liggen niet zijn te toetsen zoals geformuleerd in Bijlage E van de NEN 3650 norm.

Dat de leiding niet te toetsen is wil nog niets zeggen over de kans op bezwijken en de gevolgen voor de waterkering. Dit aspect wordt nader uitgewerkt in de Nota Vergunbaar ontwerp aangezien deze parallelle leidingen als niet waterkerende objecten dienen te worden beoordeeld.

### **6.3 Uitvoeringsaspecten leidingen parallel aan waterstaatswerk**

Tijdens de realisatie van het Heave-damwandscherm is waarschijnlijk een heistelling of ander zwaar materieel nodig om deze in te brengen. Hierbij is het logisch dat de voertuigen over het vlakke stuk langs de teen van de waterkering bewegen. Echter liggen hier de AC leidingen uit 1970, welke niet bestand zijn tegen dergelijke bovenbelasting.

Om te voorkomen dat de leiding breekt worden daarom de volgende twee opties aanbevolen:

1. Ten minste 1,5m uit de leiding te blijven en dragline schotten toepassen voor spreiding van de last.
2. Verleggen van de leiding buiten de veiligheidszone zoals berekend in tabel 5 en tabel 7.

## 7 Analyse Waterschap Aa en Maas

In correspondentie met Aa en Maas was naar voren gekomen dat bij het ontwerp van de dijkversterking al in zekere mate rekening is gehouden met de leidingen in en nabij de waterkering (zoals beschreven in dit memo). Daartoe heeft het waterschap drie stukken aangeleverd op 18-10-2024 en betreffen een analyse van Aa en Maas door Rick van Tilborg. De vraag was om deze stukken te analyseren met betrekking tot het effect van de leidingen op waterveiligheid.

Het betreft de volgende stukken:

1. “*Ontwerp Notitie Dijk (OND) – HWBP-project Doeveren – Definitief*” van November 2022 (34 pagina's + bijlagen)
2. “*Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) – HWBP-project Doeveren – Definitief*” van 10 oktober 2023 (29 pagina's + bijlagen)
3. “*Nota Verfijnen Waterveiligheidsopgave – HWBP-project Doeveren – Definitief*” van oktober 2023 (20 pagina's + bijlagen)

Geconcludeerd wordt dat het effect van de leidingen inderdaad is meegenomen.

*Ontwerp Notitie Dijk (OND) – HWBP-project Doeveren – Definitief*

Op blz. 71 (Bijlage B, §9.2) van OND [1] staat dat de damwand schadevrij ingebracht kan worden.

Wij constateren dat het hierbij niet duidelijk is of ook rekening gehouden wordt met bovenbelasting van materieel (dat de damwand inbrengt) op de parallelle leiding.

Wij constateren dat voor de kruisende leiding geen leidingdoorvoer door de damwandconstructie van het heave-scherm is opgemerkt. Dit is een detaillering die in verdere ontwerpstappen en uitvoering meegenomen moet worden.

*Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) – HWBP-project Doeveren – Definitief*

In de TUN [2] zijn in §11.4.2 uitkomsten van een erosiekrater berekening verwerkt.

Geconstateerd wordt dat deze conservatiever lijken uit te komen dan die in de voorliggende memo bepaald zijn.

Echter is onduidelijk welke uitgangspunten en invoer is gebruikt voor deze berekening.

*Nota Verfijnen Waterveiligheidsopgave – HWBP-project Doeveren – Definitief*

In document [3] is in §9.2 een beschouwing gedaan van de faalkans van de waterkering in combinatie met de kruisende leiding.

Wij constateren dat uit de beschouwing volgt dat de kruising voldoet aan de faalkanseis.

Wij constateren dat voor de parallelle leiding wordt verwezen naar de restbreedte analyse. Daarin is het effect van een erosiekrater ook meegenomen en wordt geconcludeerd dat de waterkering voldoet op restbreedte.

Hierop wordt nader ingegaan in de Nota Vergunbaar Ontwerp

Wij constateren dat er wordt opgemerkt dat het profiel niet voldoet op piping in het bijzonder ook bij een erosiekrater.

De erosiekrater kan de kwelweglengte verkorten. Aanbevolen wordt om hiermee rekening te houden bij de bepaling van de definitieve lengte en sterkte van het heave-scherm die in de DO-fase verder wordt gedetailleerd.

Daarnaast dient het heave-scherm ontworpen te worden op een kerende hoogte veroorzaakt door de erosiekrater van de parallelle leiding. .

## 8 Conclusies en aanbevelingen

In dit memo zijn de leidingen nabij de dijkversterking bij Doeveren getoetst conform NEN 3651:2020. Het betreft leidingen van voor 1972 (ingangsjaar van de Pijplijncode), waardoor een andere toetsing (Bijlage E van NEN 3651) van kracht is dan voor later aangelegde leidingen.

Uit deze toetsing volgt dat de twee stalen leidingen die de waterkering en de waterweg kruisen huidige situatie en de toekomstige situatie voldoen aan de norm (zie Bijlage 4). Op basis van de toetsing volgens Bijlage E van de NEN 3650 norm zouden deze leidingen niet vervangen hoeven te worden. Dat de leiding aan de toetsing voldoet wil niet zeggen dat de kans op bezwijken nul is, er blijft altijd een restrisico op falen van de leiding. In de memo zijn enkele kanttekeningen gemaakt ten aanzien van waterveiligheid en de ligging van de leiding door het leggerprofiel (onder dijktafelhoogte).

De leidingen parallel aan de waterkering zijn ook getoetst (zie Bijlage 5) en door het ontbreken van noodzakelijke leiding parameters is het niet te controleren of deze leiding aan de norm voldoet. Dit heeft te maken met het specifieke materiaal (AC) en de software die niet ingericht is om met dit leidingmateriaal te rekenen.

Voor deze parallelle leiding zijn enkele kanttekeningen gemaakt. De leiding ligt namelijk in de stabiliteitszone of veiligheidszone A van de waterkering. Het ontstaan van een erosiekrater in deze zone heeft een negatief effect op de waterveiligheid van de waterkering. In het slechtste geval zou bij een langdurige uitstroom van water uit de leiding een krater kunnen ontstaan die ertoe leidt dat de waterkering onstabiel wordt.

Aan beide vraagstukken inzake het mogelijk falen van de waterkering als gevolg van het lekken of bezwijken van de waterleiding wordt in de notitie inzake de Niet-waterkerende objecten nadere aandacht geschonken.

Naast de toetsing zijn enkele uitvoeringsaspecten en aandachtspunten meegegeven, waaronder:

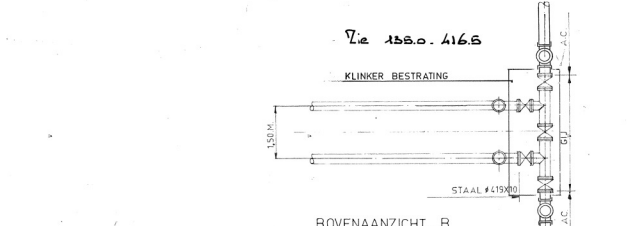
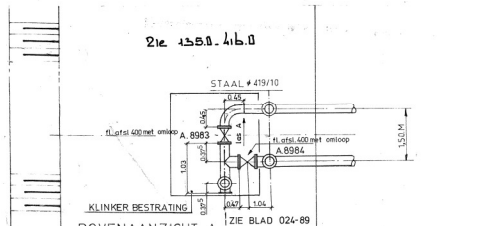
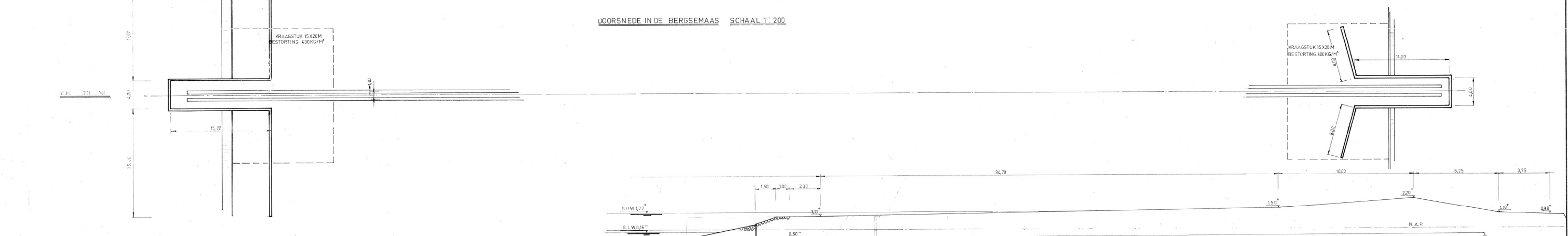
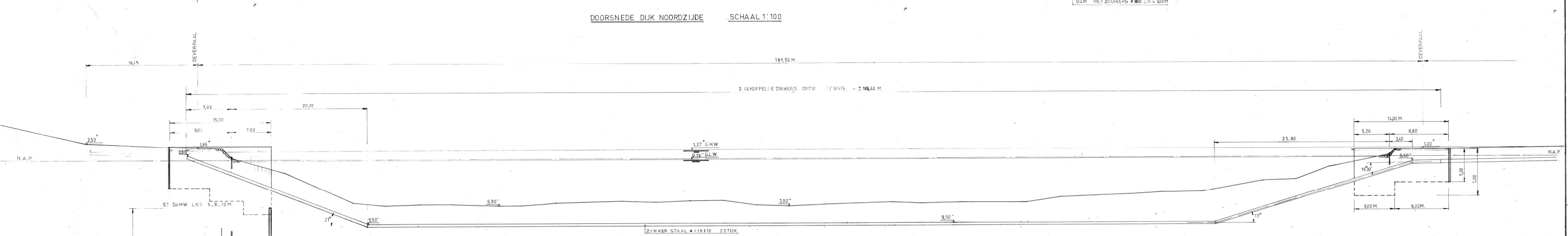
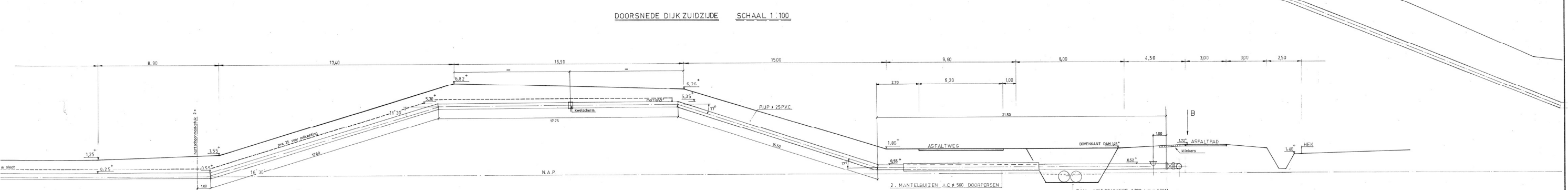
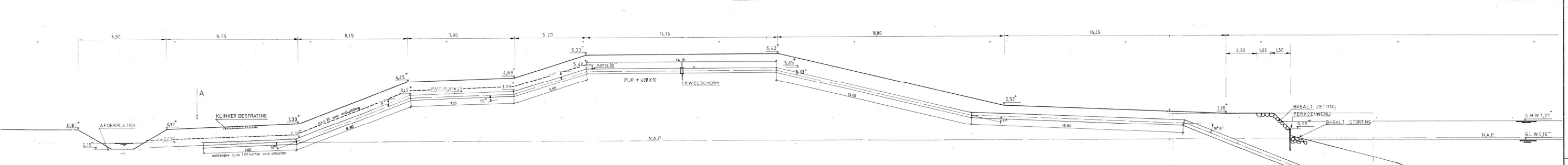
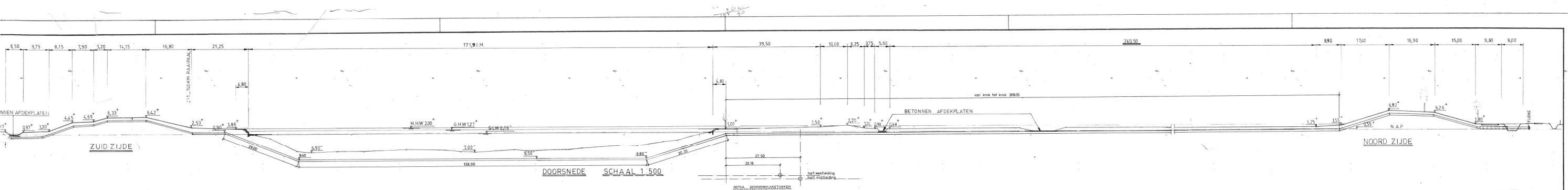
- Het effect van de erosiekrater van de AC Ø500 leiding parallel aan de waterkering op de stabiliteit van het Heavescherm;
- Aanbeveling voor uitvoering van het inbrengen van het Heave-damwandscherm, waarbij voorkomen moet worden dat zware voertuigen boven de AC-leidingen rijden;
- Een voorstel voor de leiding doorvoer van de bestaande stalen zinkerleiding. Een damwand kan niet door (of onder) deze leiding aangebracht worden, maar met behulp van parallelle damwanden, grout- of waterglas injecties en een kleikist kan een constructie om de leiding gerealiseerd worden die water afdichtend en stabiel ontworpen en uitgevoerd kan worden.

Aanbevolen wordt om aandachtspunten en conclusies te verwerken in het ontwerp en de uitvoering(-splannen).

## **Bijlage 1 - Leiding tracé tekening – Transportleiding Genderen**

Tekening “Transportleiding Genderen – Loon op Zand, zinker Bergse Maas – Heusden” d.d. 08-10-1969, NV Waterleidingmij N.W. Brabant



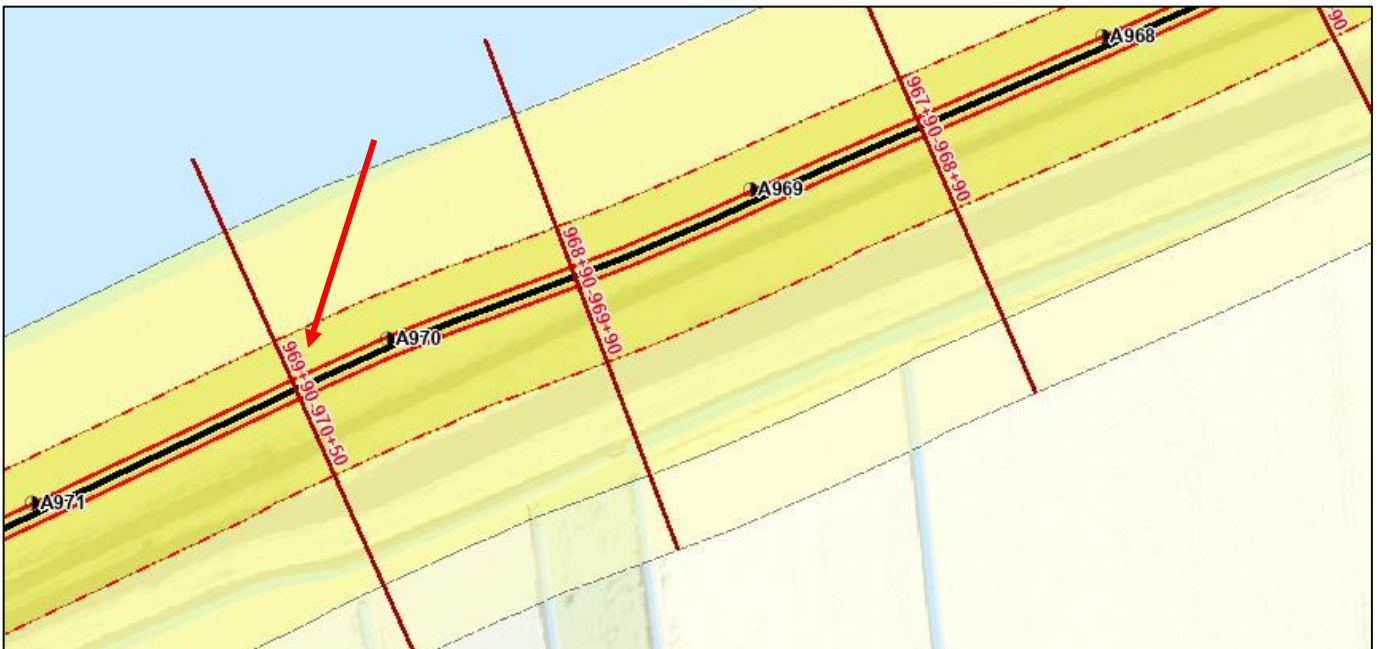


Schaal 1:500	Datum 10-1989	Onderdeel
Gen. J.v. GOOL	Gen.	OVERZICHT LANGSDOORSNEDE
Gen. H. J. J. J.	Gen.	
Gen. H. J. J. J.	Gen.	
TRANSPORTLEIDING GENDEREN - LOON OP ZAND		
ZINKER BERGSE MAAS - HEUSDEN		
069-251.2	N.V. WATERLEIDINGMIJ N.W. BRABANT	
4	1	2 10 5
		AD

069-251.2

## Bijlage 2 - Leggertekening “Maasdijk, dwarsprofiel km 96.990 tot km 97.050”

Legger Waterkeringen “Maasdijk, dwarsprofiel km 96.990 tot km 97.050” d.d. 15-08-2018, Waterschap Aa en Maas.  
Voor de locatie zie onderstaande figuur.



Figuur 11: Locatie van dwarsprofiel uit de Legger (aangepijld)

## Bijlage 3 - Gecombineerde dijkprofiel en leidingprofiel

Gecombineerde dijkprofiel en leidingprofiel

# Dwarsprofiel Dijk t.p.v. leidingkruissing 2 x zinker staal 419/10 KMR 231, Maasdijk Leggerdwarsprofiel 969+90 - 970+50

Bureau: Arcadis Nederland B.V.

Versie: 0.1

Input: Tekening legger Aa en Maas - Maasdijk, dwarsprofiel 969+90 - 970+50

[https://maps.aenmaas.nl/portaal/bijlages/PWK/Dwarsprofiel\\_Maasdijk\\_968\\_090\\_969\\_090.pdf](https://maps.aenmaas.nl/portaal/bijlages/PWK/Dwarsprofiel_Maasdijk_968_090_969_090.pdf)

Opgesteld: Stefan van Erp

Datum: 11-10-2024

Tekening 069-251.2 - Transportleiding Genderen\_Loon op zand - Zinker Bergse Maas\_ Heusden

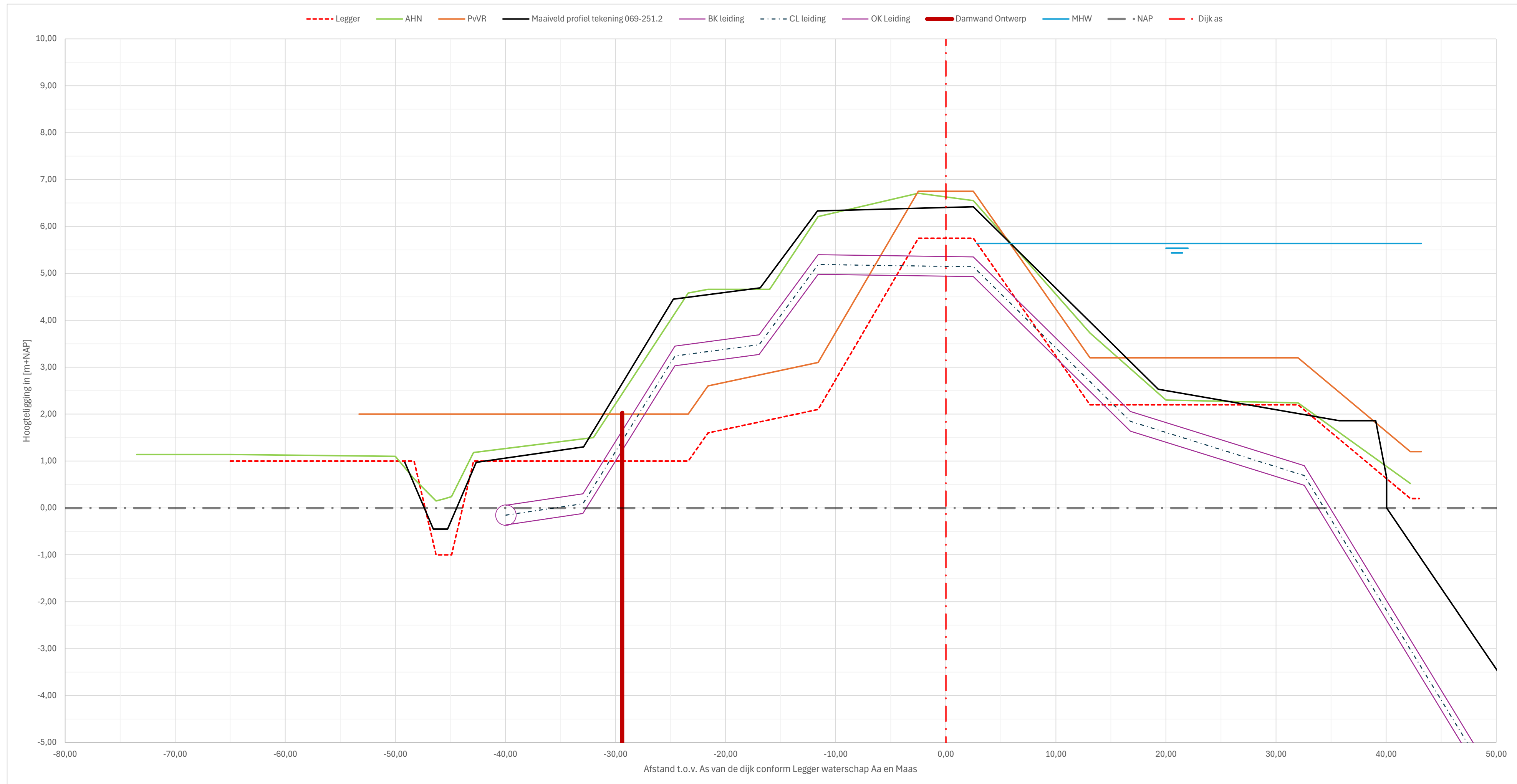
Controle: Jeroen Hulzebos

Printdatum: 11-10-2024

Ontwerptekening DV-ARC-VO-DP-NW-DIJKONTWERP-2001 "Dijkontwerp - Dwarsprofielen dijkvak 1 - blad 1"

Ontwerptekening DV-ARC-VO-DP-NW-DIJKONTWERP-2001 "Dijkontwerp - Dwarsprofielen dijkvak 1 - blad 2"

NB: Origineel dijk en leidingprofiel uitgezet o.b.v. kruin van de dijk aan de buiten/rivierzijde Afstand + 2,5m t.o.v. midden van dijklichaam conform Leggertekening waterschap Aa en Maas.



**Dwarsprofiel Dijk t.p.v. leidingkruissing 2 x zinker staal 419/10 KMR 231, Maasdijk Leggerdwarsprofiel 969+90 - 970+50**

**Bureau:** Arcadis Nederland B.V. **Versie:** 0.1  
**Opgesteld:** Stefan van Erp **Datum:** 11-10-2024  
**Controle:** Jeroen Hulzebos **Printdatum:** 11-10-2024

**Maasdijk, dwarsprofiel: 969+90 - 970+50**

hm +m =m  
 969 90 96990  
 970 50 97050

**Legenda**

Correctie logisch verloop c.q. visueel versus aangeduide waarde in tabel

NAP		MHW		Legger		AHN		PvVR		Dijk as	
NAP x	NAP z	Afstand Ml	hoogte MH	Afstand Legger	hoogte legger	Afstand AHN	hoogte AHN	Afstand PvVR	hoogte PvVR	Dijk as x	Dijk as z
-80,00	0,00	2,80	5,64	-65,00	1,00	-73,50	1,14			0,00	20,00
50,00	0,00	43,20	5,64	-48,30	1,00	-65,00	1,14			0,00	-20,00
				-46,30	-1,00	-50,00	1,10				
		20,00	5,54	-45,60	-1,00	-48,30	0,62	-53,30	2,00		
		22,00	5,54	-44,90	-1,00	-46,30	0,15	-48,30	2,00		
				-42,90	1,00	-45,60	0,19	-42,90	2,00		
		20,50	5,44	-23,40	1,00	-44,90	0,24	-23,40	2,00		
		21,50	5,44	-21,60	1,60	-42,90	1,18	-21,60	2,60		
				-11,60	2,10	-32,00	1,50	-11,60	3,10		
				-2,50	5,75	-23,40	4,58	-2,50	6,75		
				2,50	5,75	-21,60	4,66	2,50	6,75		
				13,10	2,20	-16,00	4,66	13,10	3,20		
				32,00	2,20	-11,60	6,21	32,00	3,20		
				42,20	0,20	-2,50	6,71	42,20	1,20		
				43,00	0,20	2,50	6,55	43,20	1,20		
						13,10	3,73				
						20,00	2,30				
						32,00	2,24				
						42,20	0,52				

**Dwarsprofiel Dijk t.p.v. leidingkruissing 2 x zinker staal 419/10 KMR 231, Maasdijk Leggerdwarsprofiel 969+90 - 970+50**

**Bureau:** Arcadis Nederland B.V. **Versie:** 0.1  
**Opgesteld:** Stefan van Erp **Datum:** 11-10-2024  
**Controle:** Jeroen Hulzebos **Printdatum:** 11-10-2024

**Tekening 069-251.2 - Transportleiding Genderen \_ Loon op zand - Zinker Bergse Maas \_ Heusden**

Opgesteld 08-10-1969  
 Laatst gewijzigd 17-05-1972  
 Opdrachtgev. N.V. Waterleidingmij N.W. Brabant

**Legenda**  
 Uitgaande van "Doorsnede in de Bergsemaas Schaal 1:100"  
 Berekende waarde  
 Referentie voor afstandmaatvoering.

**Buitendiameter** 419 mm  
**Binnendiameter** 399 mm  
**Wanddikte** 10 mm

**Ontwerptekening**

Tek.Nummer. DV-ARC-VO-DP-NW-DIJKONTWERP-2001  
 Titel: Dijkontwerp - Dwarsprofielen dijkvak 1 - blad 1

Locatie 16,50 m+midden sloot  
 BK DW -1,00 m+MV  
 OK DW -11,80 m+MV  
 Maaiveld 3,03 m+NAP

**Leiding profiel**

**Maaiveld profiel tekening 069-251.2**

**Damwand Ontwerp**

Afstand Le	BK leiding	BK leiding	CL leiding	OK Leiding	Omschrijf leiding	Afstand MV	hoogte MV	Omschrijf MV	Afstand DW	Hoogte DW	Omschrijf Ontwerp
			-	-		-49,15	0,97	Sloot achter	-29,40	2,03	Damwand binnenteen
			-	-		-46,55	-0,45		-29,40	-8,77	
-39,96	0,06	0,06	-0,15	-0,36		-45,25	-0,45				
-32,96	0,41	0,30	0,09	-0,12		-42,65	0,97	Sloot dijkwaards			
-24,60	3,42	3,45	3,24	3,03		-32,90	1,30				
-16,96	3,76	3,69	3,48	3,27		-24,75	4,45				
-11,60	5,40	5,40	5,19	4,98		-16,85	4,69				
-4,55		5,38	5,17	4,96	Kwelscherm	-11,65	6,33	Kruin binnen			
2,50	5,35	5,35	5,14	4,93	knik buitenkruin	2,50	6,42	Kruin Buiten			
16,77	2,05	2,05	1,84	1,64	Knik buitenteen	19,30	2,53	Teen buiten			
32,56	1,50	0,90	0,69	0,48		35,75	1,86	Uitwaarde			
59,58	-9,47	-9,50	-9,71	-9,92	Teen rivierbodem	38,05	1,86	Begin basalt			
						39,05	1,86	Kruin basalt			
						40,05	0,65	Teen basalt			
						40,05	0,00	Perkoen			
						60,05	-6,90	Teen rivierbodem			



## **Bijlage 4 - Beoordelingsformulieren Dijkkruisende leiding conform NEN3651**

## BEOORDELING BUISLEIDING VOLGENS NEN3651

### Dijkversterking Doeveren, Waterschap Aa en Maas

#### Basisgegevens leiding

Nummer leiding (zie memo)	1		
Typering leiding: Drinkwatertransportleiding			
Parallel/kruisend	Kruisend	Leidingbeheerder	Brabant Water
Ligging	Dijkpaal A970	Leidingcode beheerder	-
Vergunning/melding aanwezig?	Nee	Te transporteren medium	Drinkwater
Bevoegd gezag	Rijkswaterstaat	Druk	390 kPa
Datum Vergunning	-	Diameter leiding	419 mm uitw.
Kenmerk vergunning/melding	-	Materiaal	Staal
		Aanlegmethode	Zinker
Status leiding	Functioneel	Conditie leiding	Onbekend
Toelichting op oordeel conditie	Voorzien van kathodische bescherming		

Opmerking: Dit betreft een dubbele zinker. Er liggen twee leidingen parallel.

#### Waterkering

Type waterkering	Primaire waterkering		
Minimale kruinhoogte	NAP + 5,75 m (legger)		
Steunberm in ontwerp noodzakelijk voor stabiliteit dijk (waterstaatswerk)?	Ja	Breedte kernzone nieuwe situatie	Blijft ca 36,5 m
Ligt leiding in kernzone in oude situatie?	Ja	Ligt leiding in kernzone in nieuwe situatie?	Ja
Ligt leiding in stabiliteitszone <sup>*)</sup> in oude situatie?	Ja	Ligt leiding in stabiliteitszone <sup>*)</sup> in nieuwe situatie?	Ja

<sup>\*)</sup> Stabiliteitszone volgens NEN3651, dit is de beschermingszone volgens keur waterschap

#### Mechanische invloeden

Maximale grondophoging dijkversterking t.p.v. leiding	Niet van toepassing
Zettingsberekeningen uitgevoerd door	Niet noodzakelijk
Sterktetoets leiding in verband met zettingen t.g.v. voorziene ophogingen uitgevoerd?	Niet noodzakelijk
Resultaat:	-
Toets uitgevoerd door	-

#### Kwelscherm

Sprake van kwel?	Ja		
Kwelscherm aanwezig?	Ja, in kruin dijk *)	Kleikist aanwezig?	Nee
Kwelscherm voldoet aan par. 8.1.7.2 (0,5 m buiten leiding)	Onbekend	Kleikist > 1 m in lengterichting leiding?	Nee

<sup>\*)</sup> Afhankelijk van de damwanddoorvoering kan damwand tevens als kwelscherm beschouwd worden

## Drukleiding?

Ja

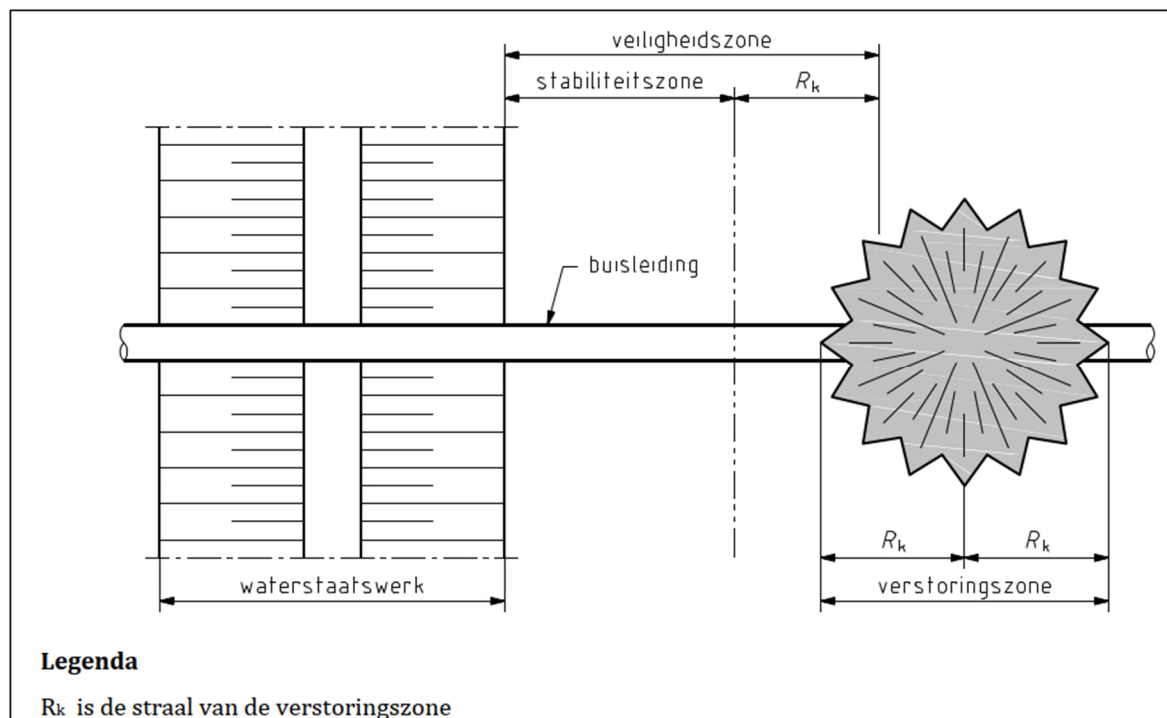
### Veiligheidszone (voor drukleidingen) op basis van VO dijkversterking

Bestaande situatie		Ontwerpsituatie	
Breedte waterstaatswerk *)	36,50 m	Breedte waterstaatswerk *)	36,50
Stabiliteitszone	(4x hoogte) 22 m	Stabiliteitszone **)	(4x hoogte) 22 m
R <sub>k</sub> verstoringszone	9,0 m	R <sub>k</sub> verstoringszone	9,0 m
Veiligheidszone	23,85 m	Veiligheidszone	23,85 m
Voldoet leiding aan relatieve sterkte eis? ***)	Nee	Voldoet leiding aan relatieve sterkte eis? ***)	Nee

\*) Gerekend vanaf waterlijn kanaalzijde

\*\*\*) Op basis van geotechnisch onderzoek, niet op basis van standaardformule in NEN3651

\*\*\*\*) NEN 3651:2020, par. 6.6 schrijft voor: "De leidingstrekking in de kruising met een waterkering inclusief de veiligheidszone, moet 20 % sterker zijn voor inwendige druk dan de veldleiding."



### Bijlage E van NEN 3651

Datum aanleg leiding	1970	Aanleg voor 1972?	Ja
Eenvoudige toetsing volgens bijlage E van toepassing?			Ja

Toelichting: indien bijlage E van toepassing, dan vervalt de toetsing op de relatieve sterkte voor stalen leidingen, de veiligheidszone en de damwand. In plaats daarvan worden onderstaande controlestappen doorlopen.

## Controle Bijlage E NEN 3651:2020

Stap:	Resultaat:
E.2.1.1 Benodigde informatie ontvangen?	<p>De informatie is ontvangen, zie de toelichting hieronder:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- revisietekeningen en aanpalende gegevens → aanwezig;</li> <li>- jaar van aanleg → 1970;</li> <li>- middellijn, materiaalsoort, wanddikte, type verbindingen en overige materiaaleigenschappen → bekend;</li> <li>- maximale bedrijfsdruk en bedrijfstemperatuur van de leiding → bekend;</li> <li>- informatie met betrekking tot afsluiters (conditie, constructie, materiaal en plaats ten opzichte van het waterstaatswerk) → er zijn afsluiters aanwezig in de waterkering;</li> <li>- een beschrijving van de historie van de leiding binnen de veiligheidszones van de waterkering (data, ophogingen, verzakkingen, aanpassingen aan de leiding, reparaties, enz.) en indicatie van de status/functionering van de leiding → geen gegevens ontvangen/bekend;</li> <li>- historie van en aanpassingen (verzwaringen, enz.) aan de waterkering → geen aanpassingen bekend;</li> <li>- voor stalen leidingen: resultaten van metingen van de werking van het kathodische beschermingssysteem waarmee wordt aangetoond dat de bescherming tegen uitwendige corrosie van de kruisende leiding voldoet → geen gegevens ontvangen van Brabant Water;</li> <li>- wanneer inwendige inspecties zijn uitgevoerd: de resultaten van inwendige inspecties → Het KB-systeem wordt jaarlijks voorzien van een inspectiemeting en is in orde. De afgelopen drie metingen tonen aan dat de leiding voldoende is beschermd. De laatste meting dateert van 21-5-2024;</li> <li>- informatie over in het verleden opgetreden en in de toekomst te verwachten zettingen → zettingsverleden niet bekend. Toekomstige zettingen worden in het kader van het versterkingsproject niet berekend, omdat er geen sprake is van ophoging.</li> </ul>
E.2.1.2 Aanvullende informatie ontvangen?	Nee; alleen noodzakelijk bij nodig voor stalen lagedrukleidingen ( $p_d \leq 1,0$ MPa) met een middellijn groter dan 500 mm en voor stalen hogedrukleidingen ( $p_d > 1,0$ MPa).
E.2.1.3 Voldoet buisleiding niet aan afkeurcriteria?	<b>De buisleiding voldoet niet aan de afkeurcriteria.</b>
E.2.2.1 Controle ligging verstoringszone t.o.v. stabiliteitszone	<p>Breedte ontgrondingskuil (A.2.2): <math>R_B = 9,0</math> m</p> <p>Stabiliteitszone (6.2.2.): <math>4 \cdot H_{\text{werk}} = 4 \cdot 5,53 \text{ m} = 22,12 \text{ m}</math></p> <p>Conclusie: verstoringszone ligt binnen de stabiliteitszone → toetsing volgens E.2.2.2.</p>
E.2.2.2 Beoordelingsschema	Uit schema volgt: materiaal: staal, inwendige druk $\leq 1$ MPa → <b>Eindscore voldoet.</b>
Berekening conform NEN3651:2020 paragraaf 8.3 en 8.4.	Conclusie: De leiding voldoet. Er is géén uitgebreide sterkte berekening noodzakelijk.

## Conclusies

Voldoet de leiding aan NEN 3651 voorafgaand aan dijkversterking?	Ja
Zo nee waarom niet?	-
Is leiding sterk genoeg om mechanische invloeden ophoging te weerstaan?	Niet van toepassing
Voldoet de leiding aan NEN 3651 na uitvoering dijkversterking?	Ja

## **Bijlage 5 - Beoordelingsformulieren Langslopende leiding conform NEN3651**

## BEOORDELING BUISLEIDING VOLGENS NEN3651

### Dijkversterking Doeveren, Waterschap Aa en Maas

#### Basisgegevens leiding

Nummer leiding (zie memo)	2		
Typering leiding: Drinkwatertransportleiding			
Parallel/kruisend	Kruisend	Leidingbeheerder	Brabant Water
Ligging	Dijkpaal A970	Leidingcode beheerder	-
Vergunning/melding aanwezig?	Nee	Te transporteren medium	Drinkwater
Bevoegd gezag	Rijkswaterstaat	Druk	390 kPa
Datum Vergunning	-	Diameter leiding	500 mm uitw.
Kenmerk vergunning/melding	-	Materiaal	AC
		Aanlegmethode	Open ontgraving
Status leiding	Functioneel	Conditie leiding	Onbekend
Toelichting op oordeel conditie	-		

#### Waterkering

Type waterkering	Primaire waterkering		
Minimale kruinhoogte	NAP + 5,75 m (legger)		
Steunberm in ontwerp noodzakelijk voor stabiliteit dijk (waterstaatswerk)?	Ja	Breedte kernzone nieuwe situatie	Blijft ca 36,5 m
Ligt leiding in kernzone in oude situatie?	Ja	Ligt leiding in kernzone in nieuwe situatie?	Ja
Ligt leiding in stabiliteitszone <sup>*)</sup> in oude situatie?	Ja	Ligt leiding in stabiliteitszone <sup>*)</sup> in nieuwe situatie?	Ja

<sup>\*)</sup> Stabiliteitszone volgens NEN3651, dit is de beschermingszone volgens keur waterschap

#### Mechanische invloeden

Maximale grondophoging dijkversterking t.p.v. leiding	Niet van toepassing
Zettingsberekeningen uitgevoerd door	Niet noodzakelijk
Sterktetoets leiding in verband met zettingen t.g.v. voorziene ophogingen uitgevoerd?	Niet noodzakelijk
Resultaat:	-
Toets uitgevoerd door	-

#### Kwelscherm

Sprake van kwel?	Nee		
Kwelscherm aanwezig?	Nee	Kleikist aanwezig?	Nee
Kwelscherm voldoet aan par. 8.1.7.2 (0,5 m buiten leiding)	n.v.t.	Kleikist > 1 m in lengterichting leiding?	Nee

#### Drukleiding?

Ja

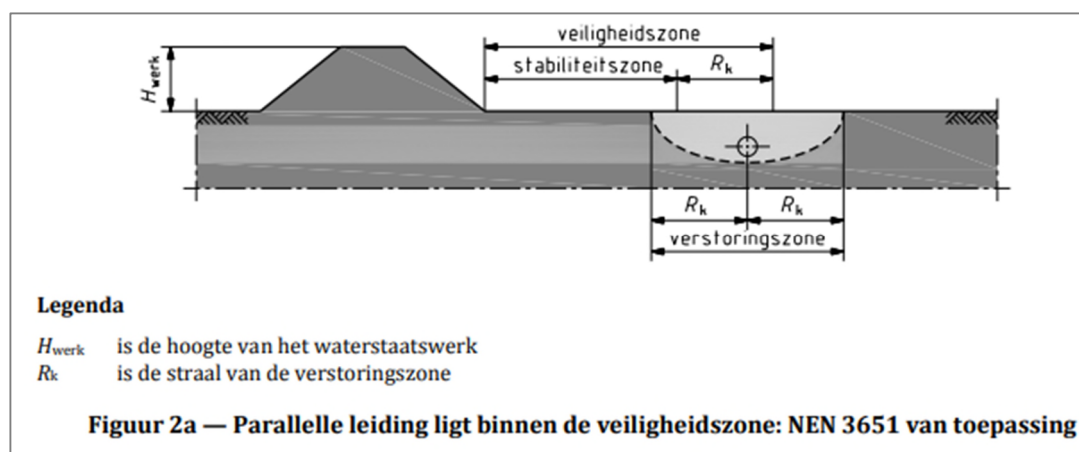
## Veiligheidszone (voor drukleidingen) op basis van VO dijkversterking

Bestaande situatie		Ontwerpsituatie	
Breedte waterstaatswerk *)	36,50 m	Breedte waterstaatswerk *)	36,50
Stabiliteitszone	(4x hoogte) 22 m	Stabiliteitszone **)	(4x hoogte) 22 m
Rk verstoringszone	9,32 m	Rk verstoringszone	9,32 m
Veiligheidszone	23,85 m	Veiligheidszone	23,85 m
Voldoet leiding aan relatieve sterkte eis? ***)	Nee	Voldoet leiding aan relatieve sterkte eis? ***)	Nee

\*) Gerekend vanaf waterlijn kanaalzijde

\*\*\*) Op basis van geotechnisch onderzoek, niet op basis van standaardformule in NEN3651

\*\*\*) NEN 3651:2020, par. 6.6 schrijft voor: "De leidingstrekking in de kruising met een waterkering inclusief de veiligheidszone, moet 20 % sterker zijn voor inwendige druk dan de veldleiding."



## Bijlage E van NEN 3651

Datum aanleg leiding	1970	Aanleg voor 1972?	Ja
Eenvoudige toetsing volgens bijlage E van toepassing?			Ja

Toelichting: indien bijlage E van toepassing, dan vervalt de toetsing op de relatieve sterkte voor stalen leidingen, de veiligheidszone en de damwand. In plaats daarvan worden onderstaande controlestappen doorlopen.



## Controle Bijlage E NEN 3651:2020

Stap:	Resultaat:
E.2.1.1 Benodigde informatie ontvangen?	<p>De informatie is ontvangen, zie de toelichting hieronder:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- revisietekeningen en aanpalende gegevens → deels aanwezig;</li> <li>- jaar van aanleg → 1970;</li> <li>- middellijn, materiaalsoort, wanddikte, type verbindingen en overige materiaaleigenschappen → bekend;</li> <li>- maximale bedrijfsdruk en bedrijfstemperatuur van de leiding → bekend;</li> <li>- informatie met betrekking tot afsluiters (conditie, constructie, materiaal en plaats ten opzichte van het waterstaatswerk) → er zijn afsluiters aanwezig in de waterkering;</li> <li>- een beschrijving van de historie van de leiding binnen de veiligheidszones van de waterkering (data, ophogingen, verzakkingen, aanpassingen aan de leiding, reparaties, enz.) en indicatie van de status/functionering van de leiding → geen gegevens ontvangen/bekend;</li> <li>- historie van en aanpassingen (verzwaringen, enz.) aan de waterkering → geen aanpassingen bekend;</li> <li>- voor stalen leidingen: resultaten van metingen van de werking van het kathodische beschermingssysteem waarmee wordt aangetoond dat de bescherming tegen uitwendige corrosie van de kruisende leiding voldoet → AC leiding, dus n.v.t.;</li> <li>- wanneer inwendige inspecties zijn uitgevoerd: de resultaten van inwendige inspecties → n.v.t.;</li> <li>- informatie over in het verleden opgetreden en in de toekomst te verwachten zettingen → zettingsverleden niet bekend. Toekomstige zettingen worden in het kader van het versterkingsproject niet berekend, omdat er geen sprake is van ophoging.</li> </ul>
E.2.1.2 Aanvullende informatie ontvangen?	Nee; alleen noodzakelijk bij nodig voor stalen lagedrukleidingen ( $p_d \leq 1,0$ MPa) met een middellijn groter dan 500 mm en voor stalen hogedrukleidingen ( $p_d > 1,0$ MPa).
E.2.1.3 Voldoet buisleiding niet aan afkeurcriteria?	<b>De buisleiding voldoet niet aan de afkeurcriteria.</b>
E.2.2.1 Controle ligging verstoringszone t.o.v. stabiliteitszone	Breedte ontgrondingskuil (A.2.2): $R_B = 9,32$ m Stabiliteitszone (6.2.2.): $4 \cdot H_{\text{werk}=4} = 4 \cdot 5,53 \text{ m} = 22,12$ m Conclusie: verstoringszone ligt binnen de stabiliteitszone → toetsing volgens E.2.2.2.
E.2.2.2 Beoordelingsschema	Uit schema volgt: materiaal: niet-staal, inwendige druk $\leq 1$ MPa → $\geq 125$ mm → Toetsing E.2.2.3
E.2.2.3 Eenvoudige toetsing	Uit de grafiek volgt dat verdere toetsing noodzakelijk is volgens paragraaf E.2.2.6 / E.2.2.7
E.2.2.6 Beoordeling niet stalen leidingen / E.2.2.7 Toetsing asbestcement leidingen	<p>Toetsing volgens:</p> $\sigma_t = \frac{N}{A} + f_{rr} \times \alpha \times \frac{M}{W} \leq \bar{\sigma}_t$ <p>Tevens controle op uitschuiving en hoekverdraaiing (indien niet-trekvast) dan wel op trekkracht en hoekverdraaiing (indien trekvast).</p> <p><b>Knelpunt:</b> De noodzakelijke parameters van de leiding zijn niet bekend voor deze situatie en dit specifieke materiaal. Ook de software om dit door te rekenen kan niet met het materiaal AC rekenen.</p>
<b>Conclusie</b>	Gezien de voorgaande noodzakelijke toetsing niet uitgevoerd kan worden, kan de leiding in deze situatie niet als voldoende worden beoordeeld.

	Een geavanceerde toetsing ("toets op maat" volgens WBI) middels een faalkans- of risicoanalyse biedt hier uitkomst.
--	---

## Conclusies

Voldoet de leiding aan NEN 3651 voorafgaand aan dijkversterking?	Nee
Zo nee waarom niet?	De noodzakelijke parameters van de leiding zijn niet bekend voor deze situatie en dit specifieke materiaal. Ook de software om dit door te rekenen kan niet met het materiaal AC rekenen.
Is leiding sterk genoeg om mechanische invloeden ophoging te weerstaan?	Niet van toepassing
Voldoet de leiding aan NEN 3651 na uitvoering dijkversterking?	Nee

## Bijlage 6 - SIGMA berekeningen dijkkruisende leidingen

Berekening van de veiligheidszone conform NEN 3650/3651:2020		Sigma 2024 1.5 ©	
<b>Algemene gegevens</b>			
Naam van het project : Dijk- en rivierkruising Doeveren A970+50			
Projectonderdeel : Stalen zinkerleiding			
<b>Gegevens van de leiding</b>			
Soort leiding (Vloeistof / Gas / Drukloos)		= Vloeistof	
Ontwerpdruk (overdruk)	$p_d$	= 1	N/mm <sup>2</sup>
Volumieke massa medium	$\rho$	= 1000	kg/m <sup>3</sup>
Maximaal debiet	$Q_m$	= 242	m <sup>3</sup> /uur
Maximale opvoerhoogte	$H_m$	= 39	mvk
Uitwendige middellijn	$D_e$	= 419	mm
Wanddikte	$d_n$	= 10	mm
Inwendige middellijn	$D_i$	= 399	mm
Dekking van de leiding t.o.v. maaiveld	$H$	= 1,2	m
<b>Gegevens waterstaatswerk i.v.m. berekening veiligheidszone</b>			
Waterstaatswerk: Niet Verheeld			
Breedte stabiliteitszone		= 30,1	m
<b>Berekening van de breedte van de ontgrondingskuil</b>			
De halve breedte van de erosiekrater bij ligging evenwijdig aan de weg of waterkering is $R_B$ .			
$Q = Q_m = 242,00/3.600 = 0,067 \text{ m}^3/\text{s}$			
$h = H_m = 39,00 \text{ mvk}$			
$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,067 \cdot 39,00 = 25.718,55 \text{ W}$			
$\mu = 0,0002 \cdot h^2 - 0,02 \cdot h + 1 = 0,0002 \cdot 39,00^2 - 0,02 \cdot 39,00 + 1 = 0,52$			
$R_B = 7,8 \cdot D_i \cdot \left( \frac{P}{\rho \cdot g^{1,5} \cdot \mu \cdot D_i^{3,5}} \right)^{0,243}$			
$R_B = 7,8 \cdot 0,3990 \cdot \left( \frac{25.718,55}{1000 \cdot 9,81^{1,5} \cdot 0,52 \cdot 0,3990^{3,5}} \right)^{0,243} = 7,62 \text{ m}$			
<b>Berekening van de lengte van de ontgrondingskuil</b>			
De lengte van de erosiekuil $R_L$ is afhankelijk van de grootte van het lek en de mogelijkheid van volledige afschuiving.			
Zonder volledige afschuiving geldt:			
- Indien er sprake is van een klein gat: $R_L = \frac{1}{2} \cdot R_B = 3,81 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat: $R_L = R_B = 7,62 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt: $R_L = 2 \cdot R_B = 15,24 \text{ m}$			
<b>Berekening van de veiligheidszone</b>			
<i>Indien er sprake is van een evenwijdige ligging met een waterkering:</i>			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_B = 30,10 + 7,62 = 37,72 \text{ m}$			
<i>Indien er sprake is van een kruising met een waterkering:</i>			
- Indien er sprake is van een klein gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 3,81 = 33,91 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 7,62 = 37,72 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 15,24 = 45,34 \text{ m}$			
<b>Berekening van de diepte van de erosiekrater</b>			
$D_K = 1,2 \cdot (D_0 + H) = 1,2 \cdot (0,419 + 1,2) = 1,94 \text{ m}$			
		11-10-2024 15:01:47	

1.5.0.0/03-2024/22-1431382-4

© Adviesbureau Schrijvers b.v. | info@schrijvers.nl | schrijvers.nl

Berekening van de veiligheidszone conform NEN 3650/3651:2020		Sigma 2024 1.5 ©	
<b>Algemene gegevens</b>			
Naam van het project : Dijk- en rivierkruising Doeveren A970+50			
Projectonderdeel : Stalen zinkerleiding - Extreem			
<b>Gegevens van de leiding</b>			
Soort leiding (Vloeistof / Gas / Drukloos)		= Vloeistof	
Ontwerpdruk (overdruk)	$p_d$	= 1	N/mm <sup>2</sup>
Volumieke massa medium	$\rho$	= 1000	kg/m <sup>3</sup>
Maximaal debiet	$Q_m$	= 484	m <sup>3</sup> /uur
Maximale opvoerhoogte	$H_m$	= 39	mvk
Uitwendige middellijn	$D_e$	= 419	mm
Wanddikte	$d_n$	= 10	mm
Inwendige middellijn	$D_i$	= 399	mm
Dekking van de leiding t.o.v. maaiveld	$H$	= 1,2	m
<b>Gegevens waterstaatswerk i.v.m. berekening veiligheidszone</b>			
Waterstaatswerk: Niet Verheeld			
Breedte stabiliteitszone		= 30,1	m
<b>Berekening van de breedte van de ontgrondingskuil</b>			
De halve breedte van de erosiekrater bij ligging evenwijdig aan de weg of waterkering is $R_B$ .			
$Q = Q_m = 484,00/3.600 = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$			
$h = H_m = 39,00 \text{ mvk}$			
$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,13 \cdot 39,00 = 51.437,10 \text{ W}$			
$\mu = 0,0002 \cdot h^2 - 0,02 \cdot h + 1 = 0,0002 \cdot 39,00^2 - 0,02 \cdot 39,00 + 1 = 0,52$			
$R_B = 7,8 \cdot D_i \cdot \left( \frac{P}{\rho \cdot g^{1,5} \cdot \mu \cdot D_i^{3,5}} \right)^{0,243}$			
$R_B = 7,8 \cdot 0,3990 \cdot \left( \frac{51.437,10}{1000 \cdot 9,81^{1,5} \cdot 0,52 \cdot 0,3990^{3,5}} \right)^{0,243} = 9,02 \text{ m}$			
<b>Berekening van de lengte van de ontgrondingskuil</b>			
De lengte van de erosiekuil $R_L$ is afhankelijk van de grootte van het lek en de mogelijkheid van volledige afschuiving.			
Zonder volledige afschuiving geldt:			
- Indien er sprake is van een klein gat: $R_L = \frac{1}{2} \cdot R_B = 4,51 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat: $R_L = R_B = 9,02 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt: $R_L = 2 \cdot R_B = 18,03 \text{ m}$			
<b>Berekening van de veiligheidszone</b>			
<i>Indien er sprake is van een evenwijdige ligging met een waterkering:</i>			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_B = 30,10 + 9,02 = 39,12 \text{ m}$			
<i>Indien er sprake is van een kruising met een waterkering:</i>			
- Indien er sprake is van een klein gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 4,51 = 34,61 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 9,02 = 39,12 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 18,03 = 48,13 \text{ m}$			
<b>Berekening van de diepte van de erosiekrater</b>			
$D_K = 1,2 \cdot (D_0 + H) = 1,2 \cdot (0,419 + 1,2) = 1,94 \text{ m}$			
		18-10-2024 12:12:18	

## **Bijlage 7 - SIGMA berekeningen langslopende leidingen**

Berekening van de veiligheidszone conform NEN 3650/3651:2020		Sigma 2024 1.5 ©	
<b>Algemene gegevens</b>			
Naam van het project : Dijk- en rivierkruising Doeveren A970+50			
Projectonderdeel : AC 500 leiding			
<b>Gegevens van de leiding</b>			
Soort leiding (Vloeistof / Gas / Drukloos)		= Vloeistof	
Ontwerpdruk (overdruk)	$p_d$	= 1	N/mm <sup>2</sup>
Volumieke massa medium	$\rho$	= 1000	kg/m <sup>3</sup>
Maximaal debiet	$Q_m$	= 484	m <sup>3</sup> /uur
Maximale opvoerhoogte	$H_m$	= 39	mvk
Uitwendige middellijn	$D_e$	= 564	mm
Wanddikte	$d_n$	= 32	mm
Inwendige middellijn	$D_i$	= 500	mm
Dekking van de leiding t.o.v. maaiveld	$H$	= 1,2	m
<b>Gegevens waterstaatswerk i.v.m. berekening veiligheidszone</b>			
Waterstaatswerk: Niet Verheeld			
Breedte stabiliteitszone		= 30,1	m
<b>Berekening van de breedte van de ontgrondingskuil</b>			
De halve breedte van de erosiekrater bij ligging evenwijdig aan de weg of waterkering is $R_B$ .			
$Q = Q_m = 484,00/3.600 = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$			
$h = H_m = 39,00 \text{ mvk}$			
$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,13 \cdot 39,00 = 51.437,10 \text{ W}$			
$\mu = 0,0002 \cdot h^2 - 0,02 \cdot h + 1 = 0,0002 \cdot 39,00^2 - 0,02 \cdot 39,00 + 1 = 0,52$			
$R_B = 7,8 \cdot D_i \cdot \left( \frac{P}{\rho \cdot g^{1,5} \cdot \mu \cdot D_i^{3,5}} \right)^{0,243}$			
$R_B = 7,8 \cdot 0,5000 \cdot \left( \frac{51.437,10}{1000 \cdot 9,81^{1,5} \cdot 0,52 \cdot 0,5000^{3,5}} \right)^{0,243} = 9,32 \text{ m}$			
<b>Berekening van de lengte van de ontgrondingskuil</b>			
De lengte van de erosiekuil $R_L$ is afhankelijk van de grootte van het lek en de mogelijkheid van volledige afschuiving.			
Zonder volledige afschuiving geldt:			
- Indien er sprake is van een klein gat: $R_L = \frac{1}{2} \cdot R_B = 4,66 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat: $R_L = R_B = 9,32 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt: $R_L = 2 \cdot R_B = 18,65 \text{ m}$			
<b>Berekening van de veiligheidszone</b>			
<i>Indien er sprake is van een evenwijdige ligging met een waterkering:</i>			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_B = 30,10 + 9,32 = 39,42 \text{ m}$			
<i>Indien er sprake is van een kruising met een waterkering:</i>			
- Indien er sprake is van een klein gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 4,66 = 34,76 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 9,32 = 39,42 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 18,65 = 48,75 \text{ m}$			
<b>Berekening van de diepte van de erosiekrater</b>			
$D_K = 1,2 \cdot (D_0 + H) = 1,2 \cdot (0,564 + 1,2) = 2,12 \text{ m}$			
		18-10-2024 11:21:07	

1.5.0.0/03-2024/22-1431382-4

© Adviesbureau Schrijvers b.v. | info@schrijvers.nl | schrijvers.nl



Berekening van de veiligheidszone conform NEN 3650/3651:2020		Sigma 2024 1.5 ©	
<b>Algemene gegevens</b>			
Naam van het project : Dijk- en rivierkruising Doeveren A970+50			
Projectonderdeel : AC 200 leiding			
<b>Gegevens van de leiding</b>			
Soort leiding (Vloeistof / Gas / Drukloos)		= Vloeistof	
Ontwerpdruk (overdruk)	$p_d$	= 1	N/mm <sup>2</sup>
Volumieke massa medium	$\rho$	= 1000	kg/m <sup>3</sup>
Maximaal debiet	$Q_m$	= 32	m <sup>3</sup> /uur
Maximale opvoerhoogte	$H_m$	= 39	mvk
Uitwendige middellijn	$D_e$	= 232	mm
Wanddikte	$d_n$	= 16	mm
Inwendige middellijn	$D_i$	= 200	mm
Dekking van de leiding t.o.v. maaiveld	$H$	= 1,2	m
<b>Gegevens waterstaatswerk i.v.m. berekening veiligheidszone</b>			
Waterstaatswerk: Niet Verheeld			
Breedte stabiliteitszone		= 30,1	m
<b>Berekening van de breedte van de ontgrondingskuil</b>			
De halve breedte van de erosiekrater bij ligging evenwijdig aan de weg of waterkering is $R_B$ .			
$Q = Q_m = 32,00/3.600 = 0,0089 \text{ m}^3/\text{s}$			
$h = H_m = 39,00 \text{ mvk}$			
$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,0089 \cdot 39,00 = 3.400,80 \text{ W}$			
$\mu = 0,0002 \cdot h^2 - 0,02 \cdot h + 1 = 0,0002 \cdot 39,00^2 - 0,02 \cdot 39,00 + 1 = 0,52$			
$R_B = 7,8 \cdot D_i \cdot \left( \frac{P}{\rho \cdot g^{1,5} \cdot \mu \cdot D_i^{3,5}} \right)^{0,243}$			
$R_B = 7,8 \cdot 0,2000 \cdot \left( \frac{3.400,80}{1000 \cdot 9,81^{1,5} \cdot 0,52 \cdot 0,2000^{3,5}} \right)^{0,243} = 4,20 \text{ m}$			
<b>Berekening van de lengte van de ontgrondingskuil</b>			
De lengte van de erosiekuil $R_L$ is afhankelijk van de grootte van het lek en de mogelijkheid van volledige afschuiving.			
Zonder volledige afschuiving geldt:			
- Indien er sprake is van een klein gat: $R_L = \frac{1}{2} \cdot R_B = 2,10 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat: $R_L = R_B = 4,20 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt: $R_L = 2 \cdot R_B = 8,40 \text{ m}$			
<b>Berekening van de veiligheidszone</b>			
<i>Indien er sprake is van een evenwijdige ligging met een waterkering:</i>			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_B = 30,10 + 4,20 = 34,30 \text{ m}$			
<i>Indien er sprake is van een kruising met een waterkering:</i>			
- Indien er sprake is van een klein gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 2,10 = 32,20 \text{ m}$			
- Indien er sprake is van een groot gat:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 4,20 = 34,30 \text{ m}$			
- Met volledige afschuiving geldt:			
Veiligheidszone = Breedte stabiliteitszone + $R_L = 30,10 + 8,40 = 38,50 \text{ m}$			
<b>Berekening van de diepte van de erosiekrater</b>			
$D_K = 1,2 \cdot (D_0 + H) = 1,2 \cdot (0,232 + 1,2) = 1,72 \text{ m}$			
		18-10-2024 11:19:54	

1.5.0.0/03-2024/22-1431382-4

© Adviesbureau Schrijvers b.v. | info@schrijvers.nl | schrijvers.nl

## B3. Gevoeligheidsanalyses

# Gevoeligheidsanalyses

## Macrostabiliteit Dijkverbetering Doeveren

VERSIE 1.0, december 2024



# Inhoudsopgave

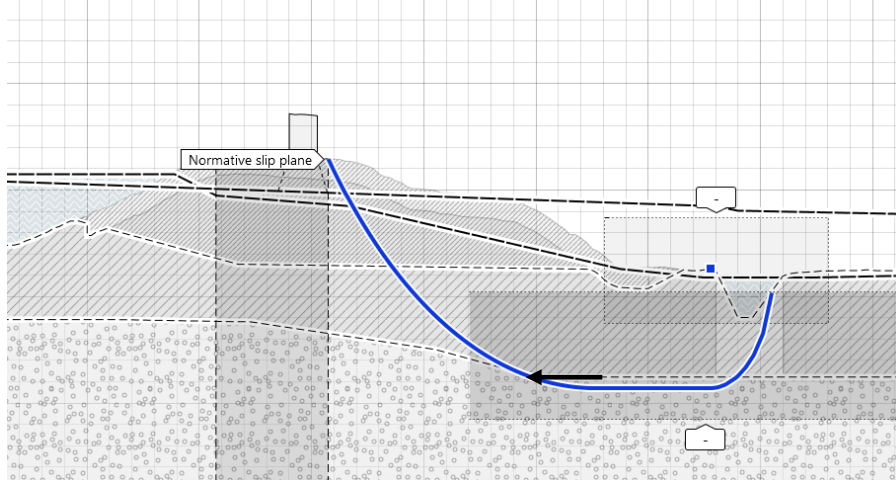
<b>1</b>	<b>Gevoeligheidsanalyses</b>	<b>3</b>
1.1	Forceren horizontale grondlaag onderzijde glijvlak	4
1.2	Mogelijke aanwezigheid veenlagen	4
1.3	Dikte deklaag	4
1.4	Verhoogde stijghoogte o.b.v. extrapolatie peilbuis data	5
1.5	Invloed windbelasting bomen op stabiliteit	6
1.6	Risico waterleiding bij teen dijkvak 1	7
<b>2</b>	<b>Conservatismen</b>	<b>8</b>
2.1	Verschil in POP tussen kern en achterland	8
2.2	Restbreedte	8
2.3	Sterkte in toplaag	8
<b>3</b>	<b>Bronverwijzing</b>	<b>10</b>
3.1	Literatuur	10
3.2	Bronnen	10





## 1.1 Forceren horizontale grondlaag onderzijde glijvlak

Een bekende tekortkoming van D-Stability is dat het programma niet goed omgaat met glijvlakken bij schuine laagscheidingen. In D-Stability is namelijk de onderzijde van een Uplift-Van-glijvlak horizontaal. Als gevoeligheidsanalyse is voor dijkvak 1 nabij het glijvlak een horizontale laagscheiding geforceerd. Hieruit volgt dat de stabiliteitsfactor lichtelijk toeneemt: van 1,222 naar 1,277. Normaal is dit tegen de verwachting in. Uit deze gevoeligheidsanalyse volgt het tegenovergestelde. De relatief hoge POP waarde van de kleilaag zorgt ervoor dat de kleilaag meer weerstand biedt dan de zandlaag. Door, zoals de pijl in **Error! Reference source not found.** illustreert, het knikpunt van de kleilaag naar links te verplaatsen, zoekt het glijvlak een eerder punt om het zand in te treden. Dit zorgt voor een groter glijvlak, en daarmee meer veiligheid.



Figuur 1-1: Knikpunt onderzijde kleilaag is naar links verplaatst om de laagscheiding 'gunstiger' te leggen voor glijvlak. Glijvlak gaat echter toch door de zandlaag. Zie begeleidende tekst.

## 1.2 Mogelijke aanwezigheid veenlagen

Voor dijkvak 1 en 3 zijn gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd wat de invloed is van mogelijke aanwezige veenlagen. Bij deze vakken volgt uit het geotechnisch onderzoek namelijk geen definitief uitsluitsel over de bodemopbouw. Uit de onderstaande berekeningen volgt dat de invloed beperkt is en niet doorslaggevend is in het resultaat.

Bij dijkvak 1 is er mogelijk een veenlaag onder de kern, maar is er geen indicatie dat deze tot voorbij de binnenteen doorloopt. Veen schematiseren tot de teen resulteert in een verlaging van één tiende van de veiligheidsfactor. De probabilistische analyse van dijkvak 2, zie paragraaf **Error! Reference source not found.**, toont echter dat dit niet tot een versterkingsopgave zal leiden t.b.v. macrostabiliteit binnenwaarts. Daarnaast beschikt dijkvak 1 over een groot restprofiel. De waterleiding in dijkvak 1 ligt niet ter plaatse van de mogelijke veenlaag.

Bij dijkvak 3 is de geschematiseerde veenlaag vervangen voor klei, maar valt buiten het maatgevende glijvlak.

## 1.3 Dikte deklaag

Uit de basisberekeningen, en een aanvullende gevoeligheidsberekening voor dijkvak 4 en 6, volgt dat een dikkere deklaag een negatief effect heeft. Hoewel als gevolg van de relatief hoge POP waarden het glijvlak groter uitvalt, werkt de verhoogde stijghoogte negatief uit. In de probabilistische analyse van dijkvak 2 is dit eveneens terug te zien.

Bij dijkvak 4 komt het resultaat onder de eis te liggen. Het gaat van 1,315 naar 1,259. Op basis van de eerdere argumentatie is hier toch voldoende vertrouwen voor een positief stabiel resultaat. Bij dijkvak 6 zakt het resultaat twee tienden van 1,558 naar 1,314. Gelijk aan de vereiste veiligheidsfactor van 1,31. De aanwezigheid van een dikkere deklaag is niet als basis schematisatie gebruikt. Voor beide locaties heeft het grotendeel van het dijkvak een dunnere deklaag, met plaatselijk kleilig zand of zandige klei direct onder de deklaag. Bij de doorsnedes is dit hoofdzakelijk zandig.

## 1.4 Verhoogde stijghoogte o.b.v. extrapolatie peilbuis data

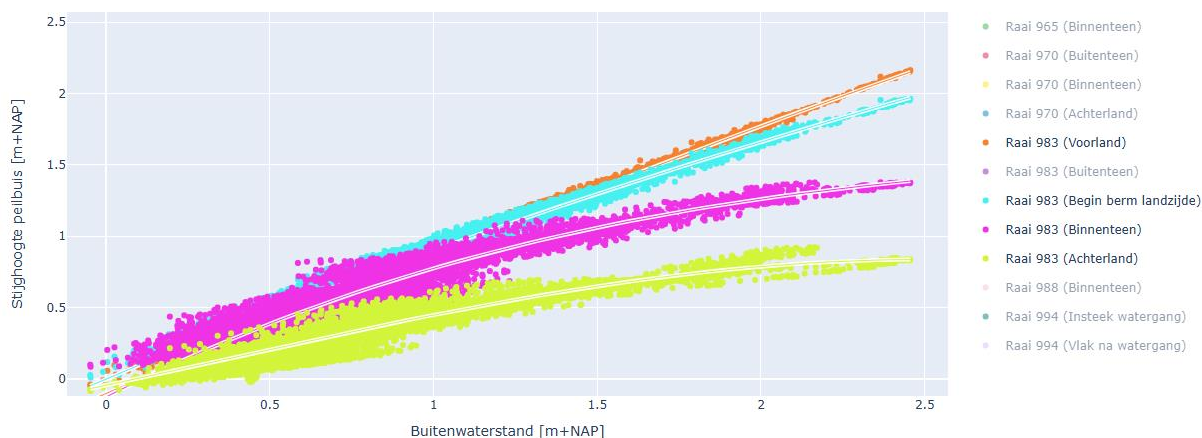
Op basis van een recente peilbuismetingen – inclusief een hoogwatergolf tot 2,5m+NAP – is er informatie beschikbaar over de response in het dwarsprofiel. Voor dijkvak 3 en 5 is deze informatie langs de gehanteerde stijghoogtes gehouden. De gehanteerde stijghoogtes zijn conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (WbD).

### Dijkvak 3

Dijkvak 3 heeft een gebruikelijk profiel: kruin, berm, afwateringssloot en een deklaag van enkele meters. Uit peilbuis metingen – zie onderstaand figuur – volgt dat bij een buitenwaterstand van 2,5m+NAP de stijghoogte bij start berm en binnenteen respectievelijk 2,00 en 1,35m+NAP is. De gehanteerde stijghoogtes (bij WBN buitenwaterstand) zijn op deze locaties respectievelijk 2,80 en 1,30m+NAP. Het uitgangspunt voor de berekening blijft de stijghoogte conform WbD, maar er is wel een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de theoretische potentiaal is gebruikt, in plaats van de grenspotentiaal. Deze theoretische potentiaal ligt op respectievelijk 4,00 en 3,20m+NAP. Ruim boven de peilbuismetingen. Het resultaat is als volgt:

- Bij het huidige maatgevende glijvlak, uittrede bij berm, verandert het resultaat niet (SF=1,51). Dit is omdat de waterspanningen bij dit glijvlak volledig op basis van freatisch is (ligt boven referentielijns freatisch).
- Bij het glijvlak dat uittreedt bij de binnenteen verandert het resultaat van SF=1,92 naar 1,26. Dit glijvlak gaat voor een groot deel door het watervoerend pakket waar nu de theoretische potentiaal heerst.

De theoretische potentiaal is zeer conservatief. Daarnaast volgt in paragraaf **Error! Reference source not found.** dat bij een probabilistische analyse het resultaat zal voldoen. Dit geeft voldoende vertrouwen in een stabiel en positief resultaat voor dit dijkvak.

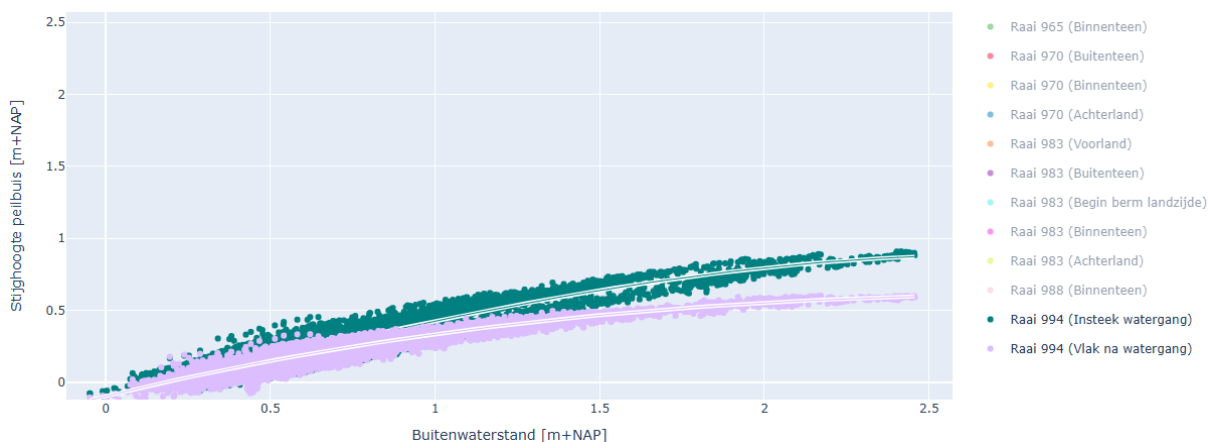


### Dijkvak 5

Dijkvak 5 ligt langs de watergang het Oude Maasje. Hier is stijghoogte lineair geïnterpoleerd tussen het intrede punt en de watergang. In de watergang heerst een polderpeil van 0,60m+NAP. Uit de onderstaande figuur volgt dat bij een buitenwaterstand van bijna 2,50m+NAP, de stijghoogte in de peilbuis bij de insteek van de watergang ongeveer 0,90m+NAP is. Het is hierbij goed mogelijk dat de opgebouwde druk in de peilbuis meer in lijn is met de theorie achter de theoretische potentiaal, terwijl bij een stabiliteitsanalyse in deze situatie uit gegaan wordt van een grenspotentiaal. Het uitgangspunt blijft daarom WbD, maar er is wel een



gevoeligheidsanalyse uitgevoerd op basis van een extrapolatie naar een stijghoogte van 1,30m+NAP bij de insteek van de watergang. Dit trekt het resultaat omlaag naar een veiligheidsfactor van 1,27. Hoewel dit onder de veiligheidseis ligt, is er op basis van de probabilistische analyse in paragraaf **Error! Reference source not found**. voldoende vertrouwen dat bij probabilistisch rekenen het resultaat zal voldoen.



## 1.5 Invloed windbelasting bomen op stabiliteit

In dijkvak 4 tot en met 6 staan er bomen op of naast de dijk. Er zijn drie typen rekensituaties te onderscheiden:

1. Er staan twee bomen op de kruin. Eén op de binnenkruin en één op de buitenkruin. Dit is bij dijkvak 5 en 6. Hierbij is het maatgevende scenario dat de bomen zorgen voor een extra uniforme belasting en een extra windbelasting. Een ontgroning zou hier positief uitwerken;
2. Er staat één boom op de oprit aan de binnenzijde (een bermlichaam). Deze staat op de buitenkruin van de berm. Dit is in het zuidelijk deel van dijkvak 4. Deze boom staat afhankelijk van glijvlak op het actieve of het passieve deel. Maatgevend zal een ontgroning zijn bij het passieve deel van een glijvlak;
3. Er staan twee bomen naast de binnenteen. Deze staan aan weerszijden van de Provincialeweg. Dit is in noordelijk deel van dijkvak 4. Hierbij is een ontgroning van beide bomen het maatgevende scenario.

Van de bovenstaande situaties zijn (1) en (3) doorgerekend. Het resultaat hiervan is hieronder besproken en staat eveneens in **Error! Reference source not found**.

### 1. Belasting door bomen op de kruin

Deze analyse is uitgevoerd bij dijkvak 5. De veiligheidsfactor van de gedraineerde berekening verlaagd van 1,326 naar 1,250: acht honderdste. De belasting heeft een negatief effect, maar is van relatief weinig invloed. Het resultaat verlaagd tot lager dan de eis van 1,310. Uit de duiding van paragraaf **Error! Reference source not found**. volgt voldoende vertrouwen voor een stabiel positief resultaat. Bij dijkvak 6 is de veiligheidsfactor zonder belasting van bomen 2 tienden hoger. Hier zal de belasting eveneens niet leiden tot een negatief resultaat.

### 3. Ontgroning van bomen naast de binnenteen

Deze analyse is uitgevoerd voor locatie A991+047 in dijkvak 4. Hiervoor is een berekening uitgevoerd met één ontgrondingskuil langs de weg. Dit zorgt voor een verlaging van de veiligheidsfactor van 1,315 naar 1,069. Dit scheelt 2,5 tienden. Rekening houden met een 1% kans van falen van de bomen, zoals voorgeschreven in de TUN, en een modelfactor van 1,05, volgt er een veiligheidseis van 1,008. Niet rekening houdend met de schematiseringsfactor zou het resultaat voldoen. Enkele verzachtende omstandigheden zijn:

1. Een schematisatie in D-Stability is per lengte meter. Het faalmechanisme Macrostabiliteit Binnenwaarts houdt rekening met  $b = 50m$  in de lengte-effectfactor  $N$ . Dit betekent effectief dat de ontgroning en loads over gedimensioneerd zijn omdat de bomen een hard op hard afstand van 9 meter hebben. Deze schematisatie neemt dus aan dat over deze 50 meter, alle bomen omwaaien.

2. In de schematisatie is bij de ontgroning het gewicht van de boom verwijderd, terwijl bij omwaaien het gewicht van de boom niet verdwijnt.

Concluderend uit deze gevoeligheidsanalyse, volgt dat de permanente belasting op de kruin een relevant onderdeel is van de macrostabiliteit analyse, maar niet doorslaggevend. Een ontgroning in het achterland moet als NWO worden beschouwd. De NWO-situatie heeft waarschijnlijk een positief resultaat.

## 1.6 Risico waterleiding bij teen dijkvak 1

Ter plaatse van dijkvak 1 bij dijkpaal A966+050 tot einde traject bovenstrooms, ligt een waterleiding tussen de binnenteen en de afwateringsloot. Ondanks dat dit een niet waterkerend object is, is het wel mogelijk dat dit object leidt tot falen van faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts. De waterleiding wordt verder geanalyseerd als NWO in paragraaf **Error! Reference source not found.**

## 2 Conservatismen

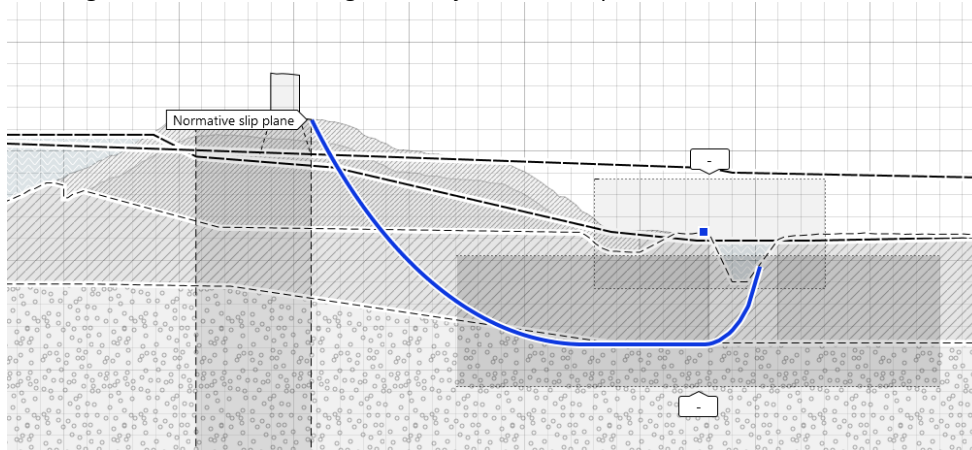
Er zijn verscheidene uitgangspunten die zorgen voor conservatisme in de schematisering. Hieronder zijn enkelen toegelicht.

### 2.1 Verschil in POP tussen kern en achterland

In de proevenverzameling van traject Doeveren [B2] zijn de monsters van klei siltig/humeus van zowel onder en naast de dijk samengevoegd bij de bepaling van de geotechnische parameters. Dit was omdat de set aan CRS proeven beperkt is. Uit de analyse volgt daarentegen wél een duidelijke indicatie dat de POP in de dijk kern hoger ligt. De aangehouden waarde van 28 kPa is daarmee conservatief.

### 2.2 Restbreedte

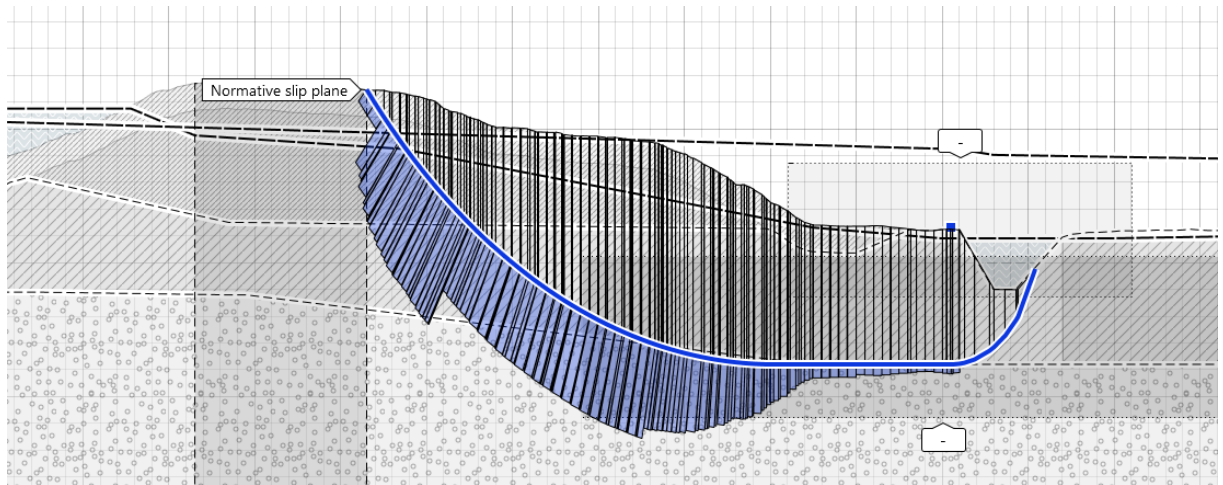
Het glijvlak is met 'constraints' door de kruin geforceerd. Dit is om uit te sluiten dat oppervlakkige glijvlakken, of glijvlakken in het talud worden berekend. Deze glijvlakken leiden niet tot falen van de dijk. De toegepaste instellingen hebben een zone van buiten- tot binnenkruin. Dit leidt in meerdere gevallen tot glijvlakken waar na het optreden van een afschuiving nog steeds een aanzienlijk restprofiel aanwezig is, zie **Error! Reference source not found..** Op dit aspect kan de analyse nog aangescherpt worden. Deze nadere aanscherping is echter niet uitgevoerd omdat de huidige werkwijze al tot een positief resultaat leidt.



Figuur 2-1: Het glijvlak snijdt in op de binnenkruin. Voor de insteek van het glijvlak is nog een kruinbreedte van 8,5 meter aanwezig.

### 2.3 Sterkte in toplaag

De sterkte in de toplaag laat zich moeilijk inschatten en is zodoende conservatief geschematiseerd met een cohesie van 5 kPa, conform de memo Modellerings dijksmateriaal [B8]. In **Error! Reference source not found.** is in de kruin te zien dat deze cohesie slechts klein is ten opzichte van de schuifsterkte direct onder de toplaag. Bij het uittrede punt is er veelal een opbarst zone waar geen sterkte is geschematiseerd.



Figuur 2-2: Voorbeeld van geschematiseerde sterkte in de toplaag.

# 3 Bronverwijzing

## 3.1 Literatuur

- [L1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014v4, Rijkswaterstaat, februari 2017
- [L2] Publicatie Heaveschermen, De Innovatie Versneller | Piping, HWBP voor sterke dijken, V0.31
- [L3] Achtergrond Ontwerpinstrumentarium 2014 – Behorende bij Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen (OI2014v4), December 2016, definitief, RWS WVL en Kennisplatform Risicobenadering

## 3.2 Bronnen

- [B1] Technische Uitgangspunten Notitie (TUN), Planuitwerking Dijkversterking Doeveren, Versie 2.0 10 juli 2024, Waterschap Aa en Maas
- [B2] Proevenverzameling en geotechnisch lengteprofiel Doeveren, documentnummer 3DDQNFCVD47C-1311248618-5788:2.0, definitieve versie 1 maart 2024, Arcadis
- [B3] Uitgangspuntennota Definitief Ontwerp Dijk – Project Meanderende Maas (MeMa) – Planuitwerking, Projectteam Meanderende Maas Ravenstein – Lith, 17 oktober 2023
- [B4] Rapportage Veiligheidsbeoordeling – Dijktraject 36-5 's Hertogenbosch – Waalwijk, mei 2020, versie 2.0 Definitief, Waterschap Aa en Maas
- [B5] Dijkverbetering Doeveren – Nota Verfijnen Waterveiligheidsopgave Verkenningsfase, versie 1.0 oktober 2023, Waterschap Aa en Maas
- [B6] Dijkverbetering Doeveren – Ontwerp Notitie Dijk (OND), Waterschap Aa en Maas, november 2022
- [B7] Aanpak dierlijke graverij voor hoogwaterbescherming, Waterschap Aa en Maas, in bewerking

# Technische onderbouwing vergunbaar ontwerp - Dijkverbetering Doeveren

Status: Concept

Auteur(s):

C. Pitzalis (Arcadis)

L. Kwakman (Arcadis)

W. Janssen (Arcadis)

Review en kwaliteitsborging:

W. Wong (Waterschap Aa en Maas)

R. van Tilborg (Waterschap Aa en Maas)

Vrijgave:

T. van Gorp (Waterschap Aa en Maas)

Copyright foto's en ander beeldmateriaal:

Matthijs Willemsen

Intern Waterschap Aa en Maas

's-Hertogenbosch, juli 2024

Waterschap Aa en Maas

Pettelaarpark 70

5216 PP 's-Hertogenbosch

tel 073 615 66 66

fax 073 615 66 00

[info@aaenmaas.nl](mailto:info@aaenmaas.nl)

[www.aaenmaas.nl](http://www.aaenmaas.nl)

© waterschap Aa en Maas. Alle rechten voorbehouden

# Technische onderbouwing vergunbaar ontwerp - Dijkverbetering Doeveren

Status: Concept

Auteur(s) :

C. Pitzalis (Arcadis)

L. Kwakman (Arcadis)

W. Janssen (Arcadis)

Review en kwaliteitsborging:

W. Wong (Waterschap Aa en Maas)

R. van Tilborg (Waterschap Aa en Maas)

Vrijgave:

T. van Gorp (Waterschap Aa en Maas)

Copyright foto's en ander beeldmateriaal:

Matthijs Willemsen

Intern Waterschap Aa en Maas

's-Hertogenbosch, december 2024

Waterschap Aa en Maas

Pettelaarpark 70

5216 PP 's-Hertogenbosch

Tel 073 615 66 66

Fax 073 615 66 00

[info@aaenmaas.nl](mailto:info@aaenmaas.nl)

[www.aaenmaas.nl](http://www.aaenmaas.nl)



© waterschap Aa en Maas. Alle rechten voorbehouden