

LBO2 Traject 62-1

Logboek beoordeling Geotechnische instabiliteit



Bezoekadres

Maria Theresialaan 99
6043 CX Roermond

Postadres

Postbus 2207
6040 CC Roermond

IBAN: NL10NWAB0636750906
KvK: 67682065

088 88 90 100
info@waterschaplimburg.nl
www.waterschaplimburg.nl

titel LBO2 Traject 62-1
subtitel Logboek beoordeling Geotechnische instabiliteit
datum 16-07-2025
versie 2.0
status Concept
zaaknr. 2024-Z9588
documentnr. WLDOC-2066690340-62845

vrijgave Dit document is tot stand gekomen onder verantwoordelijkheid van en in samenwerking met:

functie
Adviseur waterveiligheid
Adviseur waterveiligheid
Projectleider waterveiligheid

rol
Opsteller
Controleur (d.d. 12-05-2025)
Eindredactie en vaststelling
(d.d. 16-07-2025)

Inhoudsopgave

1	Inleiding	4
1.1	Beschrijving mechanisme	4
1.2	Leeswijzer	4
2	Dijkvakindeling	5
3	Afschuiven diep glijvlak	7
3.1	Faalpad	7
3.2	Aanpak	7
3.3	Uitgangspunten semi-prob berekeningen	7
3.4	Resultaten semi-prob berekeningen	8
3.5	Uitgangspunten probabilistische analyse	9
3.6	Resultaten probabilistische analyse	11
4	Afschuiven ondiep glijvlak	13
5	Conclusies	14
5.1	Berekende faalkans	14
5.2	Resultaten per vak	14
6	Referenties	16

1 Inleiding

1.1 Beschrijving mechanisme

Dit logboek beschrijft hoe het oordeel voor Geotechnische instabiliteit voor dijktraject 62-1 Wanssum-Blitterswijck tot stand is gekomen en welke keuzes bij de schematisatie zijn gemaakt.

In de 'Handleiding Overstromingskansanalyse Dijken/dammen Deel 1 - Geotechnische instabiliteit' [1] is opgenomen dat onder geotechnische instabiliteit wordt verstaan het instabiel worden van het grondlichaam van de waterkering, en afhankelijk van de aard en omvang van het mechanisme, ook het instabiel worden van de ondergrond. Bij geotechnische instabiliteit horen de volgende initiële mechanismen¹:

- Afschuiven diep glijvlak (macro-instabiliteit binnenwaarts);
- Afschuiven ondiep glijvlak (instabiliteit binnenwaarts, met glijvlak door het binnentalud en/of afschuiven van de binnenbekleding);
- Afdrukken van de binnenbekleding (GABI);
- Uitspoelen van kernmateriaal (micro-instabiliteit, STMI).

In het 'plan van aanpak' [3] is reeds beschreven dat de initiële mechanismen 'afdrukken van de binnenbekleding' (onderdeel van GABI in LBO1) en 'uitspoelen van kernmateriaal' (STMI in LBO1) in dijktraject 62-1 niet relevant zijn, op basis van de beslisregels in [1]. Dit logboek gaat daarom alleen in op de mechanismen m.b.t. binnenwaartse afschuiving (diep en ondiep), ofwel STBI (in LBO1).

Resultaten van dit spoor zijn meegenomen in de assemblage van het dijktraject om zo de faalkans van het traject te bepalen. Voor de resultaten van de assemblage wordt verwezen naar de beoordelingsrapportage [9].

1.2 Leeswijzer

Hoofdstuk 2 beschrijft de dijkvakindeling en de keuzes die hierin zijn gemaakt. Hoofdstuk 3 beschrijft de beoordeling van het initieel mechanisme 'afschuiven diep glijvlak' en hoofdstuk 4 van 'afschuiven ondiep glijvlak'. Hoofdstuk 5 beschrijft vervolgens de resulterende faalkansen op vak- en trajectniveau.

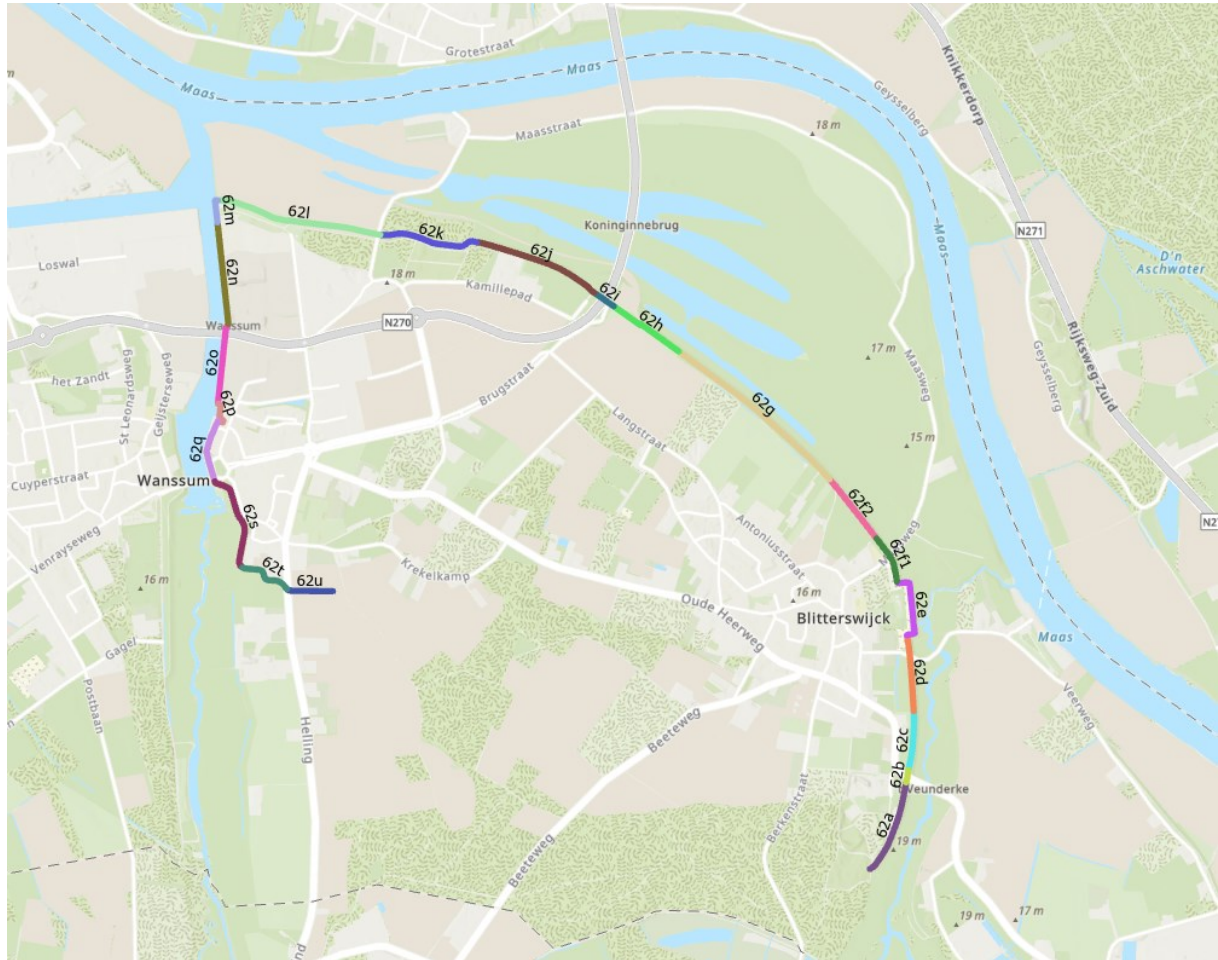
¹ Stabiliteit van het buitentalud valt binnen LBO2 niet onder geotechnische instabiliteit, maar onder de indirecte mechanismen. Hiervoor wordt verwezen naar het betreffende logboek.

2 Dijkvakindeling

In het 'verhaal van de kering' [2] is een basisvakindeling van dijktraject 62-1 gepresenteerd. Deze basisvakindeling bestaat al uit relatief kleine dijkvakken. Omdat het dijktraject (relatief) recent is versterkt, en de basisvakindeling is gebaseerd op de ontwerpdijsvakken, is de geometrie en grondopbouw binnen de basis dijsvakken relatief homogeen. Er is derhalve geen reden de basis dijsvakindeling verder op te splitsen voor de beoordeling op geotechnische instabiliteit. De gehanteerde dijsvakindeling is gelijk aan de basisvakindeling, en opgenomen in Tabel 1 en Figuur 1.

Tabel 1: Dijkvakindeling beoordeling geotechnische instabiliteit

Dijkvak	Dijkpaal van	Dijkpaal tot	Lengte (m)	Eigenschappen / dijktype
62a	62.032	62.035+20	320	Steilranddijk
62b	62.035+20	62.035+60	40	Bastion t.p.v. hoogwaterbrug Ooijenseweg
62c	62.035+60	62.037+60	200	Steilranddijk
62d	62.037+60	62.040+10	250	Steilranddijk met afwateringssloot
62e	62.040+10	62.042+50	240	Klassieke groene dijk
62f1	62.042+50	62.044	160	Steilranddijk, relatief steil binnentalud
62f2	62.044	62.046+60	250	Steilranddijk, zeer flauw binnentalud
62g	62.046+60	62.053+20	660	Steilranddijk met afwateringssloot
62h	62.053+20	62.055+90	270	Steilranddijk
62i	62.055+90	62.056+70	80	Bastion t.p.v. N270 Koninginnebrug
62j	62.056+70	62.061	430	Steilranddijk
62k	62.061	62.064+30	330	Hoge gronddijk (met bebossing)
62l	62.064+30	62.069+50	550	Hoge gronddijk (akkerbouw)
62m	62.069+50	62.070+40	85	Industriehaven (vernieuwd in GOW)
62n	62.070+40	62.073+80	340	Industriehaven (origineel)
62o	62.073+80	62.076+70	270	Industriehaven (vernieuwd in GOW)
62p	62.076+70	62.077+60	90	Dorpshaven met damwand
62q	62.077+60	62.080	210	Dorpshaven met keermuur. Hierin ligt ook het bastion t.p.v. N270 Lienebrug.
62s	62.080	62.083	330	Klassieke dijk (oriëntatie west)
62t	62.083	62.084+80	180	Klassieke dijk (oriëntatie zuid)
62u	62.084+80	62.086+30	150	Klassieke dijk met zeer flauw buitentalud

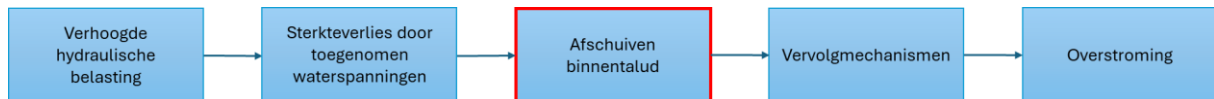


Figuur 1: Dijkvakindeling beoordeling geotechnische instabiliteit

3 Afschuiven diep glijvlak

3.1 Faalpad

Figuur 2 toont het faalpad voor afschuiven van het binnentalud (diep glijvlak). In eerste instantie wordt enkel de kans op het initieel mechanisme (afschuiven binnentalud; rood omrand in de figuur) gekwantificeerd, en wordt de kans op vervolgmechanismen op 1 gesteld (lees: faalkans = kans op afschuiven binnentalud). Alleen indien nodig worden ook de vervolgmechanismen verder gekwantificeerd.



Figuur 2: Faalpad stabiliteit

3.2 Aanpak

In LBO1 is de stabiliteit van het binnentalud (STBI) beoordeeld met een faalkans van ca. 1/14.000.000 op trajectniveau. Op basis daarvan is de verwachting dat geotechnische instabiliteit niet bepalend is voor de faalkans van dijktraject 62-1 (ca. 1/800 in LBO1). In het 'plan van aanpak' is daarom beschreven dat geotechnische instabiliteit in LBO2 beoordeeld wordt op basis van een berekening van enkel het maatgevende dijkvak. Voor dit vak is een probabilistische analyse uitgevoerd op basis van fragility curves

In LBO1 is ook enkel het maatgevende dijkvak beoordeeld; destijds is vak 62e beschouwd als maatgevend dijkvak. Op basis van de beschrijvingen van de vakken in het 'verhaal van de kering' [2] en de ontwerpnota van Gebiedsontwikkeling Ooijen-Wanssum [4] zou vak 62s echter ook maatgevend kunnen zijn (voor LBO2). Dit vak heeft namelijk de laagst berekende stabiliteitsfactor in de ontwerpberekeningen. Zowel vak 62e en 62s kennen een relatief steil binnentalud vergeleken met de overige vakken, die veelal een flauw binnentalud hebben. De kerende hoogte bij beide vakken is vergelijkbaar, al heeft vak 62s een iets smallere kruin. De grondopbouw in beide vakken is vergelijkbaar. Overigens hebben zowel vak 62e als vak 62s een zandsleuf binnendijks, hetgeen positief werkt voor de stabiliteit. Voor het gehele dijktraject geldt echter dat zandsleuven bij alle dijkvakken zijn toegepast, tenzij deze een binnentalud flauwer dan 1:8 hebben, waardoor ze vanzelf al een verwaarloosbare faalkans hebben.

Op basis van bovenstaande kunnen vak 62e en vak 62s beide maatgevend zijn. Voor beide vakken is daarom eerst een semi-prob berekening gemaakt. Voor het vak dat uiteindelijk maatgevend blijkt, is een probabilistische analyse uitgevoerd om de faalkans te bepalen.

3.3 Uitgangspunten semi-prob berekeningen

Voor de semi-prob berekeningen van dijkvakken 62e en 62s zijn de volgende rekenuitgangspunten gehanteerd:

- De berekeningen zijn uitgevoerd met D-Stability 2023.01. Als glijvlakmodel is UpliftVan toegepast.
- Het maatgevend dwarsprofiel per dijkvak is bepaald op basis van AHN5;
- De grondopbouw is geschematiseerd conform de ontwerpberekeningen. Deze grondopbouw is gevalideerd o.b.v. boringen in Dinoloket, die het beeld uit de ontwerpberekeningen bevestigen. De grondopbouw bestaat uit een deklaag van zandige klei, met daaronder zand. Enkel bij vak 62s is er een kleine afwijking. Hier is in het ontwerp een aanvullend scenario berekend, met een veenlaag. Deze veenlaag komt in Dinoloket echter slechts in 1 boring

buitendijks voor, en is daarmee niet representatief geacht voor dit dijkvak. Dit scenario is daarmee komen te vervallen. De grondopbouw is geschematiseerd conform de basisberekening uit het ontwerp, met enkel zandige klei.

- De ligging van de aangebrachte kleibekledingen, zandsleuven en eventuele oude zanddijken is ook overgenomen uit de ontwerpberekeningen.
- In de semi-prob berekeningen is de waterstand bij signaleringsparameter (1/300) gehanteerd. Deze bedraagt 16,24m+NAP voor dijkvak 62e en 15,80m+NAP voor 62s.
- De freatische lijn (PL1) is geschematiseerd conform de uitgangspunten van de Waternet Creator voor kleidijken: een offset van 1m bij de buitenkruinlijn en van 1,5m bij de binnenkruinlijn. Hierbij is als grens gehanteerd dat de freatische lijn bij de binnenkruinlijn niet lager mag liggen dan de binnenteen.
- De stijghoogte in de watervoerende zandlaag (PL3) verloopt lineair van buitenwaterstand bij buitenteen naar maaiveldniveau ter plaatse van de zandsleuf. De zandsleuf zorgt namelijk voor drainage van deze stijghoogte. Hierdoor is er ook geen sprake van opbarsten.
- Er is geen indringingslengte in de deklaag van zandige klei aangehouden. Deze laag is namelijk relatief doorlatend, waardoor indringing over de gehele laag plaats vindt. Over de gehele deklaag van zandige klei vindt lineaire interpolatie van de waterspanningen plaats tussen PL1 en PL3.
- De sterkteparameters van de grondlagen zijn gebaseerd op de Proevenverzameling Noordelijke Maasvallei [5], op basis van het CSSM ondergrondmodel. Deze waarden kunnen veilig gebruikt worden, omdat het dijktraject 62-1 in het projectgebied van Noordelijke Maasvallei ligt. Voor alle grondlagen in de vakken 62e en 62s geeft de proevenverzameling enkel gedraineerde parameters; alle lagen zijn dan ook gedraineerd doorgerekend. Dit is plausibel, gezien het relatief doorlatende karakter van alle lagen. De karakteristieke parameters zijn opgenomen in onderstaande tabel.

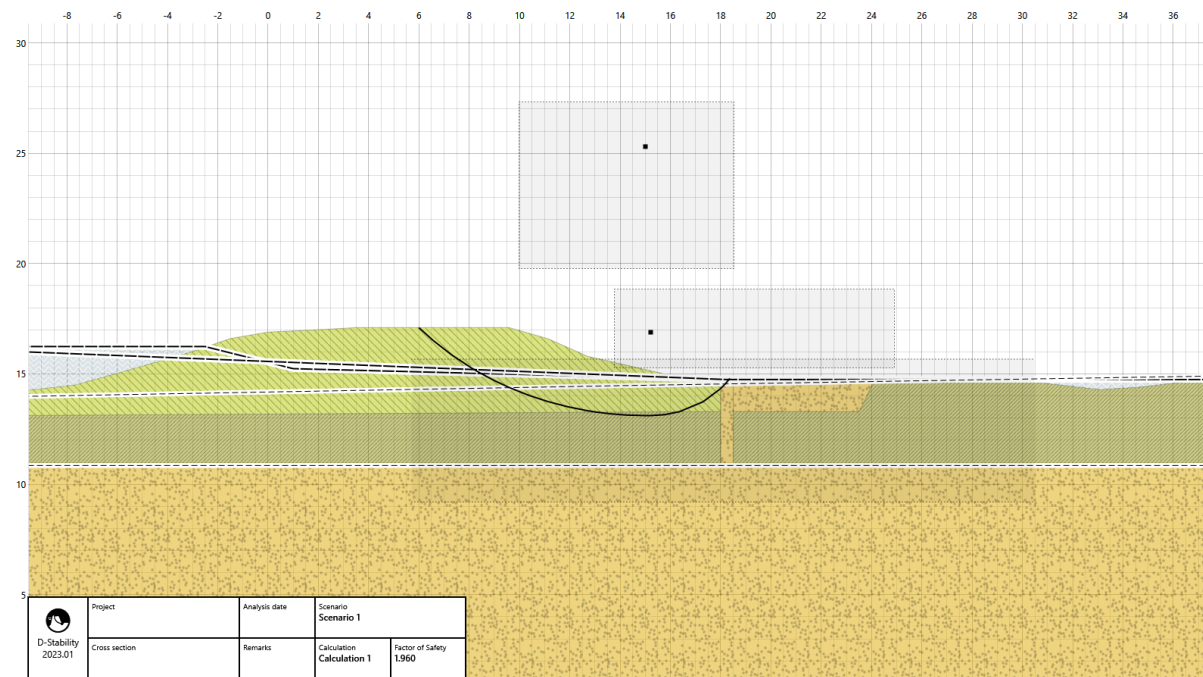
Grondsoort	$\gamma_{dr} / \gamma_{nat}$	$\phi'_{CSSM\ kar}$
Zand, dijk	18,8/19,5	30,8
Klei, dijk	18,8/19,5	30,8
Klei, zandig	18,3/18,3	30,8
Zand, ondergrond*	18,5/20,5	31,8

* Voor 'Zand, ondergrond' worden de waarden voor 'Zand grof / grind fijn' uit de Proevenverzameling [5] aangehouden.

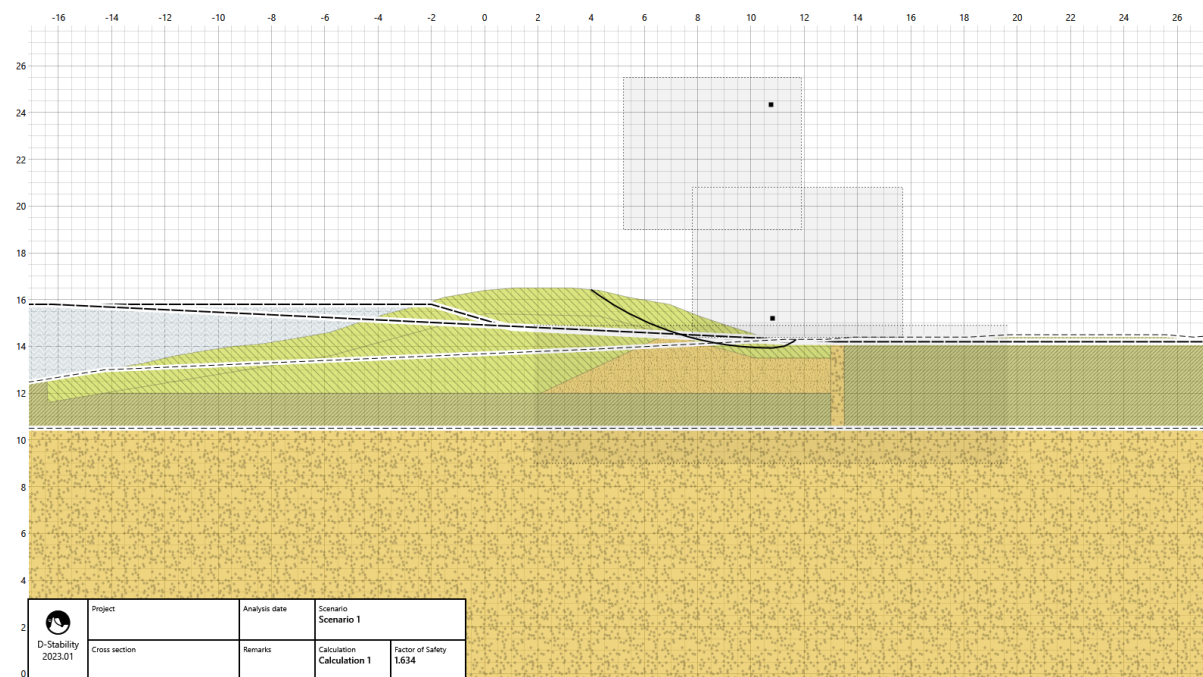
3.4 Resultaten semi-prob berekeningen

Figuur 3 en Figuur 4 tonen de resultaten van de semi-prob berekeningen van respectievelijk vak 62e en 62s. De berekende stabiliteitsfactoren zijn: SF = 1,96 voor 62e en SF = 1,63 voor 62s. In beide analyses is gezocht naar een glijvlak dat de waterkerende functie van de kering in zijn geding kan brengen. Bij vak 62e is hier een significant groter glijvlak voor nodig, door de bredere kruin. Dit is een belangrijke verklaring voor de hogere stabiliteitsfactor van vak 62e.

Op basis van de semi-prob berekeningen blijkt vak 62s het maatgevende glijvlak. Als laatste check is nog gekeken naar de hoogte van het achterland in relatie tot de waterstand, omdat dit invloed heeft in een probabilistische analyse met fragility curves (bij waterstanden lager dan achterlandniveau is de faalkans namelijk 0). In beide vakken ligt het maaiveldniveau van het achterland ongeveer op de hoogte van de 1/10 waterstand. Dit heeft dus geen invloed, waardoor vak 62s het maatgevende vak is. Voor dit vak is een probabilistische analyse uitgevoerd.



Figuur 3: Semi-prob berekening vak 62e



Figuur 4: Semi-prob berekening vak 62s

3.5 Uitgangspunten probabilistische analyse

Voor de probabilistische analyse van dijkvak 62s zijn de volgende rekenuitgangspunten gehanteerd, bovenop de uitgangspunten zoals beschreven in paragraaf 3.3:

- Voor het bepalen van de fragility curve zijn de conditionele faalkansen berekend bij de volgende waterstanden:
 - 15,80m+NAP (1/300)
 - 16,10m+NAP (1/300 + 0,3m)
 - 16,15m+NAP (overslag)

De waterstand van 16,15m+NAP is de meest waarschijnlijke waterstand waarbij 1l/s/m overslag optreedt.

- Voor de situaties waarbij geen overslag optreedt (15,80 en 16,10m+NAP) is de freatische lijn geschematiseerd conform de uitgangspunten van de Waternet Creator voor kleidijken: een offset van 1m bij de buitenkruinlijn en van 1,5m bij de binnenkruinlijn. Hierbij is als grens gehanteerd dat de freatische lijn bij de binnenkruinlijn niet lager mag liggen dan de binnenteen.
- Voor de situatie waarbij wel overslag (>1l/s/m) optreedt (16,15m+NAP) is het dijklichaam geschematiseerd als volledig verzadigd, als gevolg van het overslaande water. De freatische lijn volgt hier de bovenkant van het dijklichaam.
- Van de sterkteparameters wordt de wrijvingshoek (ϕ'_{CSSM}) als stochast geschematiseerd. De Proevenverzameling Noordelijke Maasvallei [5] bevat naast de eerder gepresenteerde karakteristieke waarden, ook de verwachtingswaarden / gemiddelde waarden. Deze zijn opgenomen in onderstaande tabel. In D-Stability zijn de gemiddelde waarden als gemiddelde ingevoerd, en is de standaard deviatie zodanig gekozen dat D-Stability uitkomt op een design waarde gelijk aan de hieronder getoonde karakteristieke waarden.

Grondsoort	ϕ'_{CSSM} gemiddeld	ϕ'_{CSSM} kar
Zand, dijk	32,9	30,8
Klei, dijk	32,9	30,8
Klei, zandig	32,9	30,8
Zand, ondergrond*	33,4	31,8

- Er zijn geen correlaties toegepast tussen de sterktes van verschillende grondlagen; dit is door de relatief eenvoudige grondopbouw niet nodig.
- In de probabilistische analyse wordt de modelonzekerheid als stochast toegepast. Op basis van de 'handreiking faalkansanalyse macrostabiliteit' [6] zijn hiervoor een verwachtingswaarde van 1,005 en standaarddeviatie van 0,033 gehanteerd, voor het UpliftVan glijvlakmodel.
- Indien we de sterkteparameters toekennen zoals hierboven beschreven, leidt de situatie met overslag (16,15m+NAP) tot zeer oppervlakkige glijvlakken met een zeer lage veiligheid (hoge conditionele faalkans). De reden hiervoor is dat in het gehanteerde CSSM-sterktemodel geen cohesie wordt toegekend aan de ondergrond, maar de sterkte lineair afhankelijk is van de korrelspanning. Door het verzadigde binnentalud is de korrelspanning in de kleibekleding (waar de glijcirkel doorheen gaat) zeer laag, en de sterkte die resulteert uit het CSSM-sterktemodel dus ook.

Op basis van landelijke ervaring en onderzoek is echter bekend dat de kleibekleding ondanks de lage korrelspanning altijd een bepaalde minimale sterkte kent. Daarom is in de situatie bij overslag aan de kleibekleding een minimale sterkte van 5kPa toegekend. Dit is geschematiseerd aan de hand van een cohesie van 5kPa en een wrijvingshoek (ϕ) van 0. Een sterkte van 5kPa in lijn met de (inmiddels verouderde) juli 2023 versie van de 'Handleiding overstromingskansanalyse deel 1 geotechnische instabiliteit', en is ook gehanteerd in de reeds vastgestelde beoordelingen (LBO2) van dijktrajecten Lottum en Grubbenvorst. In de versie 2023 van de Handleiding [1] zijn waarden voor de minimale sterkte verwijderd, met de bedoeling deze op te nemen in de Technische Leidraden. De Technische Leidraden zijn op het moment van schrijven van deze rapportage nog niet vrijgegeven.

Wel kan gesteld worden dat de 5kPa sterkte een zeer voorzichtige inschatting is, vergeleken met het onderzoek 'Handelingsperspectief schuifsterkte initieel onverzadigde zone' [7], waar waardes van 20 a 40kPa worden genoemd.

Op basis van bovenstaande is geconcludeerd dat een minimale sterkte van 5kPa veilig kan worden toegepast.

- De glijvlakken zijn zodanig gekozen dat deze minimaal door de binnenkruin gaan, en daarmee de waterkerende functie in het geding brengen. Uitzondering hierop is de situatie met overslag, waarbij geen randvoorwaarden aan het maatgevend glijvlak zijn gesteld. Immers, ook na een kleine afschuiving kan in dit geval falen van de kering opbrengen, door het overslaande water dat voor doorgaande erosie zorgt (na schade aan het binnentalud / kleibekleding).

3.6 Resultaten probabilistische analyse

Tabel 2 toont de berekende conditionele faalkansen, en Figuur 5 de resulterende fragility curve.

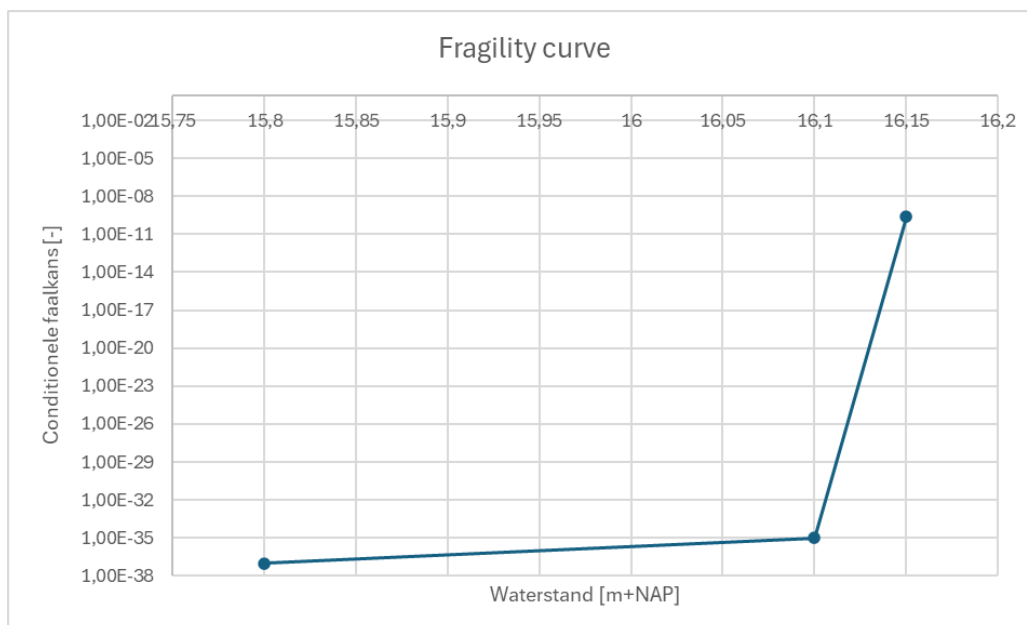
Hieruit volgt direct dat de conditionele faalkansen bij situaties zonder overslag verwaarloosbaar klein zijn. Bij een situatie met overslag is de conditionele faalkans weliswaar groter, maar nog steeds zeer klein.

Voor het uitintegreren van de totale faalkans (op doorsnedeniveau) kan worden gesteld dat enkel de situatie met overslag ertoe doet. De situatie met overslag geldt vanaf een overslagdebiet van 1l/s/m. De kans op dit overslagdebiet is bepaald met Hydra-NL, en bedraagt 1/1.250. De berekende conditionele faalkans van $2,45 \cdot 10^{-10}$ is de maximale faalkans (lees: stijgt niet verder bij hogere waterstanden), omdat de kering al als volledig verzadigd is geschematiseerd.

De totale jaarlijkse (uitgeïntegreerde) faalkans bedraagt daarmee $1/1.250 \cdot 2,45 \cdot 10^{-10} = 1,96 \cdot 10^{-13}$.

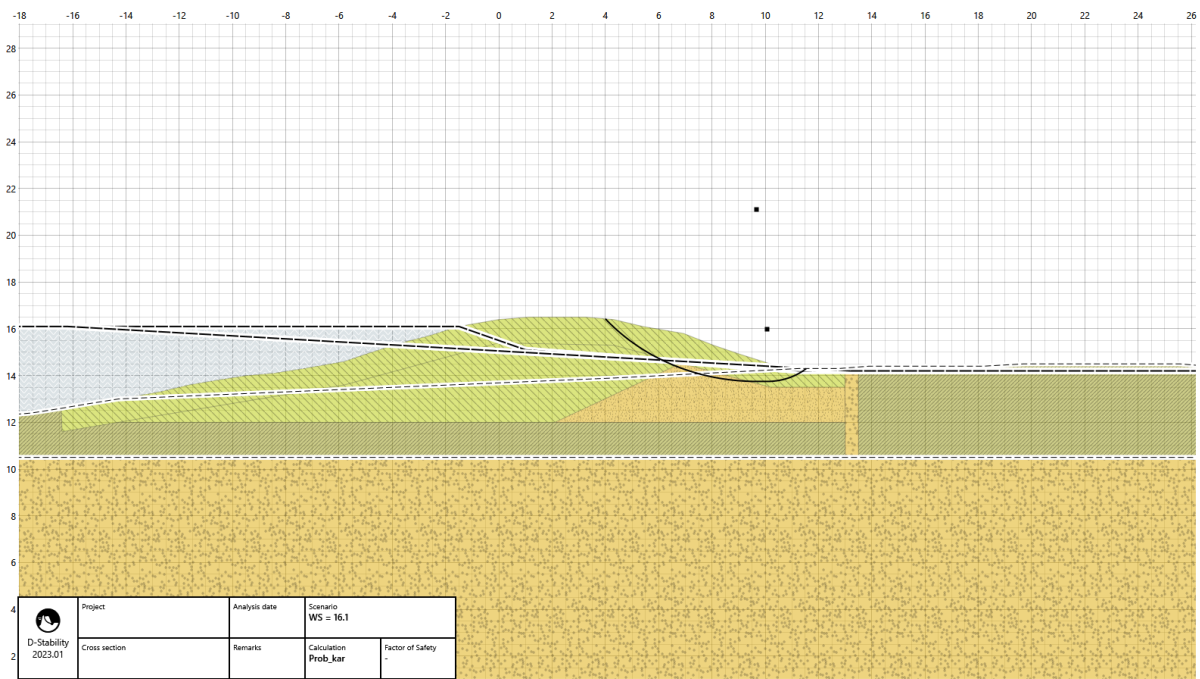
Tabel 2: Berekende conditionele faalkansen

Waterstand [m+NAP]	Conditionele faalkans [-]
15,80	$9,74 \cdot 10^{-38}$
16,10	$9,71 \cdot 10^{-36}$
16,15 (overslag)	$2,45 \cdot 10^{-10}$

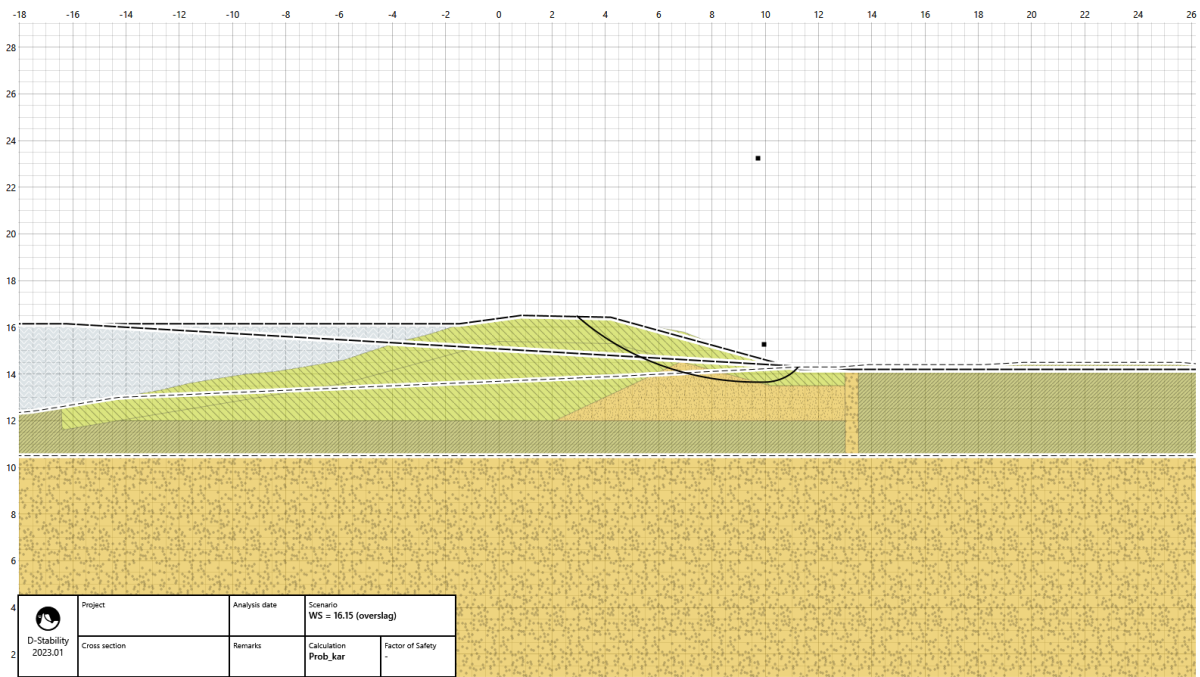


Figuur 5: Fragility curve

Ter illustratie tonen onderstaande Figuur 6 en Figuur 7 de rekenresultaten bij waterstanden van 16,10m+NAP en 16,15m+NAP (overslag).



Figuur 6: Berekende glijvlak bij 16,10m+NAP



Figuur 7: Berekende glijvlak bij 16,15m+NAP (overslag)

4 Afschuiven ondiep glijvlak

Er is geen reden te veronderstellen dat voor afschuiven van een ondiep glijvlak een ander vak maatgevend is dan bij een diep glijvlak; vak 62s blijft dus als maatgevend verondersteld. Uit paragraaf 3.5 blijkt bij de analyse van een diep glijvlak al dat de resulterende glijvlakken relatief ondiep zijn. Het glijvlak dat bepalend is voor de faalkans, namelijk bij een overslagsituatie (16,15m+NAP) gaat vrijwel geheel door de kleibekleding (en een klei deel door de oude zandkern).

Bij een analyse naar het initieel mechanisme 'afschuiven ondiep glijvlak' wordt doorgaans gezocht naar een ondiep glijvlak, dat vaak wordt geïnitieerd door overslag. Deze situatie komt echter al als maatgevend naar boven uit de analyse naar een diep glijvlak in hoofdstuk 3. Daarom hoeft hier geen aparte analyse meer op uitgevoerd te worden.

5 Conclusies

5.1 Berekende faalkans

In voorgaande analyse is de kans op de initiële mechanismen t.a.v. geotechnische instabiliteit bepaald:

- De kans op een afschuiving (diep of ondiep) is bepaald voor het maatgevende dijkvak 62s, en bedraagt $1,96 \cdot 10^{-13}$ ($1 / 5.100.000.000.000$)
- De andere initiële mechanismen 'afdrukken van de binnenbekleding' en 'uitspoelen van kernmateriaal' zijn niet relevant voor dijktraject 62-1.

De maximale kans op optreden van een initieel mechanisme is daarmee al zeer klein (praktisch verwaarloosbaar). Het is daarmee niet doelmatig de rest van het faalpad te kwantificeren. De kans op het initieel mechanisme is daarom gelijk gesteld aan de faalkans. De maximale faalkans in traject 62-1 voor geotechnische instabiliteit bedraagt daarmee $1,96 \cdot 10^{-13}$ (in vak 62s).

5.2 Resultaten per vak

Ten behoeve van de assemblage van de totale overstromingskans zijn de faalkansen in de overige vakken gelijk gesteld aan de faalkans in het maatgevende vak 62s. Let wel, de berekende kans betreft nog een kans op doorsnedeniveau. Deze kan worden vertaald naar een faalkans op vakniveau met toepassing van het lengte-effect (op basis van de 'Rode draad assembleren' van het Adviesteam Dijkontwerp [10]):

$$N_{vak} = \max(1, a_{vak} \frac{L_{vak}}{\Delta L}) \text{ en } P_{f,vak} = N_{vak} \cdot P_{f,dsn} \text{ [8]}$$

Waarin:

$P_{f,vak}$ = Faalkans op vakniveau

$P_{f,dsn}$ = Faalkans op doorsnedeniveau

a_{vak} = deel van het dijkvak dat gevoelig is voor het mechanisme [-].*

L_{vak} = Lengte van het dijkvak [m].

ΔL = Equivalente, onafhankelijke lengte. Deze is afhankelijk van het faalmechanisme. Voor stabiliteit geldt een equivalente lengte van 50m [10].

* Aangezien de dijkvakken naar verwachting relatief homogeen zijn, omdat de vakken zijn gebaseerd op een recente dijkversterking, is hier een waarde van 1 gehanteerd. Immers, als een vak gevoelig is voor macrostabiliteit, is het gehele vak gevoelig voor macrostabiliteit.

Tabel 3 toont de faalkansen per vak voor traject 62-1. Hierin is te zien dat aan elk vak een doorsnede kans van $1,96 \cdot 10^{-13}$ is toegekend. De faalkansen op vakniveau zijn voor elk vak bepaald op basis van bovenstaande formule. Uitzondering hierop zijn de vakken waarvoor in het 'plan van aanpak' reeds is gesteld dat het mechanisme niet relevant is; dit zijn de hoge grondrijken en langsconstructies. Voor deze vakken bevat de tabel 'FV' (Faalkans verwaarloosbaar).

De totale faalkans t.a.v. geotechnische instabiliteit van dijktraject 62-1 is ingeschat als de som van alle afzonderlijke faalkansen op vakniveau, en bedraagt $1,36 \cdot 10^{-11}$. Deze faalkans is zeer klein (praktisch verwaarloosbaar), hetgeen in lijn is met de resultaten van LBO1.

De berekende faalkans is weliswaar lager dan in LBO1 (ca. $1/14.000.000$), maar in LBO1 is de faalkans van een zeer klein glijvlak als resultaat gehanteerd. In voorliggende LBO2 beoordeling zijn enkel glijvlakken beschouwd die de waterkerende functie in het geding brengen, met een lagere kans als gevolg.

Tabel 3: Faalkansen per vak

Dijkvak	Dijkpaal van	Dijkpaal tot	Lengte (m)	Dijktype	$P_{f,dsn}$	$P_{f,vak}$
62a	62.032	62.035+20	320	Steilranddijk	1,96E-13	1,25E-12
62b	62.035+20	62.035+60	40	Bastion	1,96E-13	1,57E-13
62c	62.035+60	62.037+60	200	Steilranddijk	1,96E-13	7,84E-13
62d	62.037+60	62.040+10	250	Steilranddijk	1,96E-13	9,80E-13
62e	62.040+10	62.042+50	240	Klassieke groene dijk	1,96E-13	9,41E-13
62f1	62.042+50	62.044	160	Steilranddijk	1,96E-13	6,27E-13
62f2	62.044	62.046+60	250	Steilranddijk	1,96E-13	9,80E-13
62g	62.046+60	62.053+20	660	Steilranddijk	1,96E-13	2,59E-12
62h	62.053+20	62.055+90	270	Steilranddijk	1,96E-13	1,06E-12
62i	62.055+90	62.056+70	80	Bastion	FV	FV
62j	62.056+70	62.061	430	Steilranddijk	1,96E-13	1,69E-12
62k	62.061	62.064+30	330	Hoge gronddijk	FV	FV
62l	62.064+30	62.069+50	550	Hoge gronddijk	FV	FV
62m	62.069+50	62.070+40	85	Langsconstructie	NVT	NVT
62n	62.070+40	62.073+80	340	Langsconstructie	NVT	NVT
62o	62.073+80	62.076+70	270	Langsconstructie	NVT	NVT
62p	62.076+70	62.077+60	90	Langsconstructie	NVT	NVT
62q	62.077+60	62.080	210	Langsconstructie	NVT	NVT
62s	62.080	62.083	330	Klassieke groene dijk	1,96E-13	1,29E-12
62t	62.083	62.084+80	180	Klassieke groene dijk	1,96E-13	7,06E-13
62u	62.084+80	62.086+30	150	Klassieke groene dijk	1,96E-13	5,88E-13

6 Referenties

1. Rijkswaterstaat (2023). *Handleiding Overstromingskansanalyse Dijken/dammen Deel 1 Geotechnische instabiliteit*; 21 december 2023.
2. Waterschap Limburg (2025). *Het verhaal van de kering 62-1 Wanssum Blitterswijck*. WLDOC-2066690340-51938
3. Waterschap Limburg (2025). *Plan van Aanpak LBO2 62-1 Wanssum Blitterswijck*. WLDOC-2066690340-59182
4. Mooder Maas. (2018). *Ontwerpnota DO en UO Dijkkring 62 Blitterswijck*, 1503332-06479
5. Witteveen+Bos en Arcadis (2021). *CB.34.004 Interpretatie verdiepend geotechnisch onderzoek Nieuw-Bergen, Steyl, Belfeld, Beesel, Buggenum, Roermond en Heel*. 02-02-2021
6. Deltares (2017). *Handreiking Faalkansanalyse Macrostabieliteit Groene versie*. 11200575-016
7. De Innovatieversneller (2021). *Handelingsperspectief schuifsterkte onverzadigde zone*. 12 november 2021
8. Rijkswaterstaat (2023). *Handleiding Overstromingskansanalyse - Algemeen*; 21 december 2023.
9. Waterschap Limburg (2025). *LBO2 Traject 62-1. Beoordelingsrapportage Wanssum-Blitterswijck*. WLDOC-2066690340-73671
10. Adviesteam Dijkontwerp (2024). *Rode draad #10 – Assembleren*. 22 oktober 2024