Notitie

Voor:	Waterschap De Dommel
Van:	M. Monden
Gecontroleerd door:	J. Bijnen
Bedrijf:	Iv-Infra b.v.
Datum:	24-01-2025
Referentie:	INFR241010 Geotechnisch advies ontwerpwijziging de Klotputten
Revisie	0

Inhoudsopgave

1 Inleiding 2
1.1. Aanleiding 2
1.2. Situatiebeschrijving 2
1.3. Leeswijzer 3

2 Beschouwing huidige ontwerp 3
2.1. Sterkteparameters en materiaalfactoren 3
2.2. Schematiseringsfactor 3
2.3. Verkeersbelasting 3
2.4. Waterstand bij norm (WBN) 3
2.5. Freatische lijn 4
2.6. Belastingsituatie val na hoogwater bij STBU 4
2.7. Verflauwing van het buitentalud 4
2.8. ‘Overall’ ontwerp 4

3 Stabiliteit aangepast ontwerp 5
3.1. Uitgangspunten 5
3.2. Resultaten macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) 7
3.3. Resultaten macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) 8

4 Invloed op overige faalmechanismen en zettingen 9
4.1. Piping en heave 9
4.2. Microstabiliteit 9
4.3. Bekleding buitentalud 9
4.4. Zettingen 9

5 Conclusies en aanbevelingen 10
5.1. Conclusie ontwerpwijziging 10
5.2. Aanbevelingen 10

Referenties 11

1 Inleiding

1.1. Aanleiding

Waterschap de Dommel is voornemens de regionale waterkeringen langs De Klotputten, een klein natuurgebied nabij Eindhoven, te versterken. Royal Haskoning heeft hiervoor een ontwerp gemaakt waarbij de kering wordt opgehoogd en verbreed, en het buitentalud iets wordt verflauwd. Voor dit ontwerp zijn stabiliteitsberekeningen uitgevoerd en is een geotechnisch advies opgesteld.

Na overleg met beheer en onderhoud wil het waterschap graag het ontwerp optimaliseren, door onder andere de taluds verder te verflauwen, een vooroever halverwege het buitentalud te realiseren en de kruin iets te verleggen. Hierdoor kan het onderhoud van de watergang vanaf het verhoogde pad uitgevoerd worden.

Iv is door het waterschap gevraagd om het oorspronkelijke ontwerp en de beoogde optimalisaties te beschouwen, deze ontwerpwijzigingen door te rekenen en hierover advies uit te brengen. In deze notitie worden deze zaken nader uitgewerkt.

1.2. Situatiebeschrijving

In Figuur 1-1 zijn de ligging van de waterkering en de door RHDHV gehanteerde vakindeling weergegeven. Voor de dijkvakken a en b is elk één berekening gemaakt, op de locaties van dwarsprofielen G en E. Aan de noordzijde (dijkvak a) is een watergang achter de kering aanwezig, aan de westzijde is dit niet het geval. De ondergrond bestaat grotendeels uit zand, met in de bovenste meters enkele klei- en veenlagen. Voor een uitgebreidere toelichting van de geometrie, bodemopbouw en vakindeling wordt verwezen naar [2].



Figuur 1-1: Locatie, vakindeling en dwarsprofielen [2]

1.3. Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt het huidige ontwerp beschouwd. In hoofdstuk 3 wordt vervolgens de stabiliteit van het nieuwe ontwerp doorgerekend, en in hoofdstuk 4 wordt kwalitatief de invloed van de ontwerpwijziging op de andere faalmechanismen beschouwd. Hoofdstuk 5 bevat ten slotte de conclusies en aanbevelingen.

2 Beschouwing huidige ontwerp

In dit hoofdstuk wordt een korte beschouwing gegeven van het huidige ontwerp en de hierbij gehanteerde uitgangspunten.

2.1. Sterkteparameters en materiaalfactoren

In de ontwerpberekeningen zijn sterkteparameters uit tabel 2b van NEN9997-1 [5] gebruikt, die als rekenwaarden worden toegepast. De sterkteparameters in tabel 2b zijn echter karakteristieke waarden, waarop conform de vigerende normen en richtlijnen nog een materiaalfactor moet worden toegepast.

Het toepassen van karakteristieke waarden als rekenwaarden leidt tot een overschatting van de sterkte. Hierbij moet echter worden opgemerkt dat de parameters uit tabel 2b vrij conservatief zijn, waardoor de verwachting is dat de in de berekening toegepaste waarden niet onrealistisch zijn.

2.2. Schematiseringsfactor

In het ontwerp wordt een schematiseringsfactor van 1,1 toegepast, met als onderbouwing dat er aanvullend grondonderzoek is uitgevoerd. De schematiseringsfactor dient echter ter verdiscontering van alle onzekerheden, niet alleen in de bodemopbouw maar ook bijvoorbeeld in geometrie en waterspanningen. Om een lagere schematiseringsfactor dan de voor regionale keringen standaard gehanteerde 1,2 te hanteren dient conform de vigerende leidraden (zoals de Leidraad Toetsen op Veiligheid Regionale Waterkeringen [6]) een stappenplan doorlopen te worden, waarbij de gevoeligheid van de berekening voor diverse onzekerheden wordt onderzocht.

2.3. Verkeersbelasting

In de berekeningen wordt een verkeersbelasting van 6 kN/m^2 aangehouden. De onderbouwing hiervan wordt niet toegelicht in de rapportage. Dit is een veilige waarde voor verkeersbelasting op groene kaden, waarvoor vaak uitgegaan wordt van 5 kN/m^2 voor inspectievoertuigen. Wanneer er echter een weg op de kering aanwezig is wordt in de praktijk vaak een waarde van 13 kN/m^2 toegepast, om rekening te houden met transport van materiaal/materieel voor noodmaatregelen. Gezien de ligging van de kering en de toegankelijkheid van de weg lijkt het echter onwaarschijnlijk dat dergelijke zware voertuigen op de kering rijden tijdens maatgevende omstandigheden.

Daarom is de aangehouden verkeersbelasting niet onrealistisch, zolang de beheerder zich wel realiseert dat de kering niet ontworpen is op een zware verkeersbelasting (zoals vrachtwagens volgeladen met zand).

2.4. Waterstand bij norm (WBN)

De in paragraaf 2.3 van [2] genoemde waterstanden (NAP +18,02 à +18,08 m) wijken iets af van de in de berekeningen gehanteerde waterstand (NAP +17,67 m). De in de berekening gehanteerde waterstand komt echter wel overeen met de figuren in [1].

2.5. Freatische lijn

In de uitgangspunten ,gehanteerd door RHDHV, [2] wordt benoemd dat de waterspanningen in de stabiliteitsberekeningen worden geschematiseerd conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD), waarbij het freatisch vlak wordt geschematiseerd voor een zanddijk (model 2B). De schematisering zoals aangehouden in de aangeleverde berekeningen sluit hier echter niet op aan, maar lijkt meer op model 1B (Kleikern op zandondergrond). Gezien de opbouw van de kering (met name in dijkvak E) is dit echter ook een logischere keuze.

Omdat de achterliggende uitgangspunten en berekeningen (voor bijvoorbeeld de horizontale indringingsdiepte) niet beschikbaar zijn kan de exacte ligging van de knikpunten van de freatische lijn niet op juistheid worden gecontroleerd.

2.6. Belastingsituatie val na hoogwater bij STBU

In de berekeningen voor stabiliteit buitenwaarts is uitgegaan van een val van WBN naar het dagelijks peil, waarbij het buitentalud als volledig verzadigd wordt beschouwd. Dit is een erg conservatief uitgangspunt: In de praktijk neemt de afname van de waterstand van maatgevend hoogwater naar dagelijks peil bij een hoogwatergolf de waterstand ongeveer net zo snel toe als af, en kan het water een grondlichaam ongeveer net zo gemakkelijk in- als uitstromen. Dit betekent dat ofwel (bij een kering met een hoge doorlatendheid) het grondlichaam gedurende een hoogwatergolf volledig verzadigt, maar bij afname van de waterstand ook snel weer ‘leegloopt’, ofwel (bij een kering met een lage doorlatendheid) het grondlichaam gedurende de hoogwatergolf niet de tijd heeft om volledig te verzadigen. De kans dat het grondlichaam nog volledig verzadigd is terwijl de waterstand alweer is afgenomen naar dagelijks peil lijkt dus minimaal.

Het daadwerkelijke verloop van de freatische lijn bij maatgevende omstandigheden is echter moeilijk te voorspellen, te meer omdat ook andere aspecten als neerslag een rol kunnen spelen. Daarom is het niet gek om de gehanteerde schematisering aan te houden.

2.7. Verflauwing van het buitentalud

In de ontwerpnotitie wordt beschreven dat het buitentalud wordt aangevuld en verflauwd, deze maatregelen zijn echter niet opgenomen in de ontwerpberekeningen. De verwachting is dat het wel meenemen van deze maatregelen leidt tot een verbetering van de berekende stabiliteitsfactor voor STBU.

2.8. ‘Overall’ ontwerp

Hoewel hierboven enkele kanttekeningen bij (de uitgangspunten van) het oorspronkelijke ontwerp worden geplaatst, doet dit niet af aan het feit dat het overall ontwerp er goed en logisch uitziet. Voor buitentaluds van regionale keringen wordt in de praktijk regelmatig een helling van 1:2 gehanteerd, terwijl hier 1:2,5 wordt aangehouden. Dit, gecombineerd met de zandige ondergrond (gunstig voor macrostabiliteit), geeft vertrouwen dat het buitentalud stabiel zal zijn. Hetzelfde geldt voor het binnentalud, hoewel de taludhelling hier iets steiler is. De bodemopbouw is ook hier gunstig, en er is ofwel een stabiliteitsberm aanwezig (het onderhoudspad aan de noordzijde) of de kerende hoogte is beperkt (aan de westzijde), waardoor geen stabiliteitsproblemen worden verwacht.

3 Stabiliteit aangepast ontwerp

De D-Stability stabiliteitsberekeningen waarop het oorspronkelijke ontwerp is gebaseerd zijn door het waterschap aan Iv aangeleverd. De gewenste ontwerpwijzigingen worden hierin verwerkt om het effect hiervan op de stabiliteit van de waterkering in beeld te brengen. In dit hoofdstuk worden de toegepaste aanpassingen in de berekeningen en de resultaten hiervan nader toegelicht.

3.1. Uitgangspunten

3.1.1. Maatgevende berekening

Omdat de wens is om het effect van de ontwerpwijziging op de watergang aan de binnenzijde van de kering te bepalen is uitgegaan van het dwarsprofiel in het noordelijke deel (dwarsprofiel G in dijkvak a, zie Figuur 1-1). Dit dwarsprofiel is maatgevend omdat zich hier aan de binnenzijde van de kering een teensloot bevindt, die aan de westzijde (dwarsprofiel I in dijkvak b) ontbreekt. Uitgegaan is van de bodemopbouw op basis van sondering DKM06, omdat volgens [2] is vastgesteld dat de veenlaag niet onder de slootbodem doorloopt (wat wel het geval is in de berekening op basis van boring B01).

3.1.2. Geometrie

Voor het nieuwe dijkprofiel zijn de volgende uitgangspunten aangehouden, conform [3] en [4]:

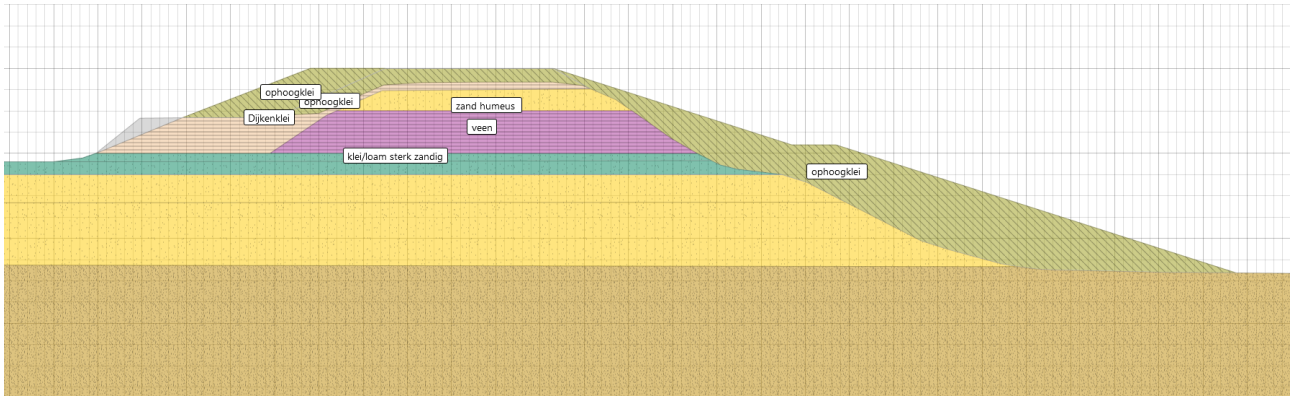
- Het buitentalud van de kering wordt verflauwd van 1:2,5 naar 1:3,0;
- Ter hoogte van het dagelijkse waterpeil (NAP +16,2 m) wordt een horizontale vooroever met een breedte van 1,0 m gerealiseerd;
- De kruinhoogte van de kering blijft gelijk aan het huidige ontwerp (NAP +18,0 m);
- De kruinbreedte van de kering wordt vergroot van 4,0 naar 5,5 m;
- Het binnentalud van de kering krijgt een taludhelling van 1:2,5, en loopt door tot aan de bodem van de teensloot/watergang aan de binnenzijde van de kering.

Omdat de wens is om het effect op de watergang aan de binnenzijde te beschouwen is aangenomen dat deze watergang op de huidige locatie behouden moet blijven. De versterking is daarom vanaf dit punt ingetekend. Met de hierboven benoemde dimensies komt dit erop uit dat ook de buitenkruinlijn van de kering op vrijwel dezelfde locatie blijft liggen.

3.1.3. Materialisatie

Om duidelijker onderscheid te maken tussen de huidige situatie en de versterking is de kleilaag die reeds aanwezig is geschematiseerd als ‘dijkenklei’ in plaats van ‘ophoogklei’. De sterkte-eigenschappen en het volumegewicht zijn gelijk gehouden.

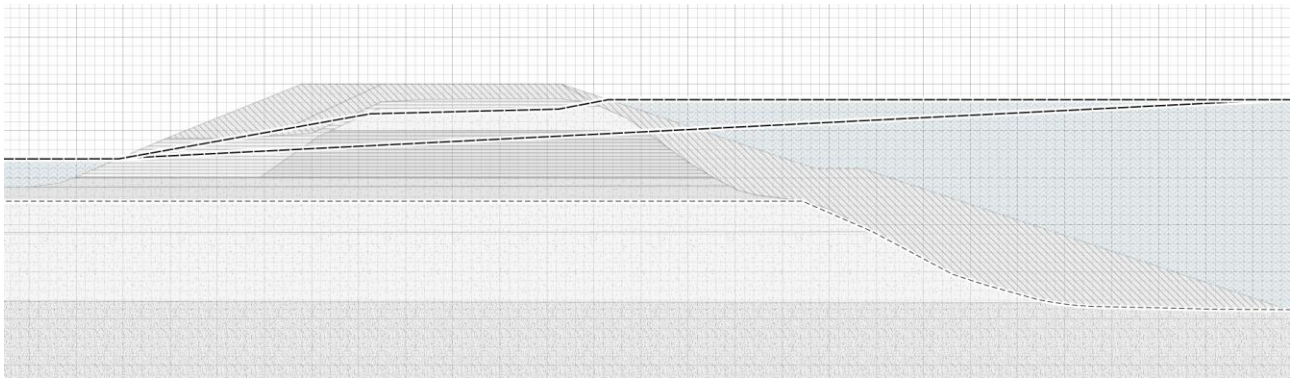
De schematisering van het nieuwe ontwerp is weergegeven in Figuur 3-1. Hierin is de ophoging in groen weergegeven. In grijs is het deel van het huidige onderhoudspad weergegeven dat ontgraven dient te worden om een talud van 1:2,5 van de nieuwe kruin van de kering naar de watergang aan de binnenzijde te creëren.



Figuur 3-1: Schematisering geometrie en materialisatie nieuwe ontwerp

3.1.4. Waterspanningen situatie hoogwater (STBI)

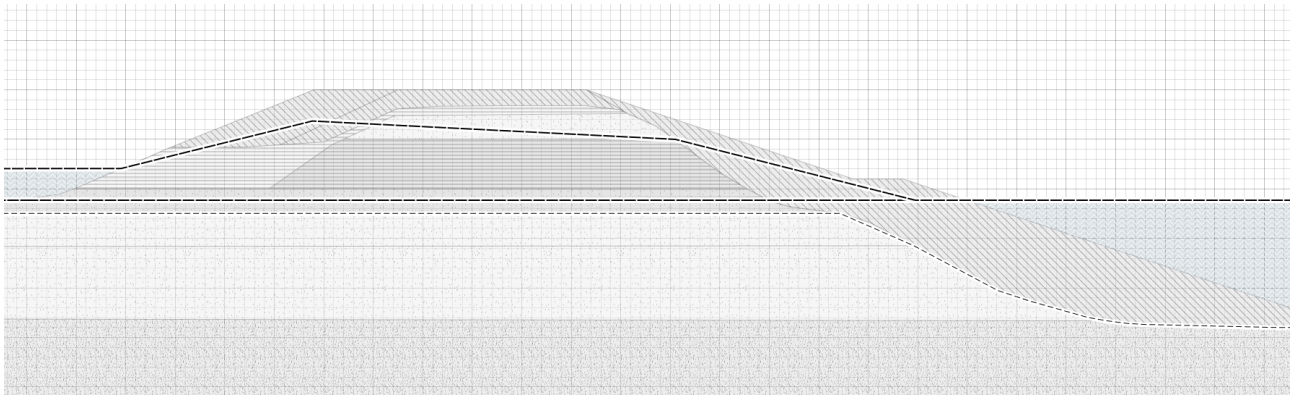
Door het gewijzigde profiel van de kering wijzigt ook de schematisering van de freatische lijn en de stijghoogte in de maatgevende situaties. Voor de situatie hoogwater zijn de aanpassingen beperkt, de knikpunten zijn iets verschoven zodat ze uitlijnen met de nieuwe taluds. Voor de stijghoogte is het knikpunt aan de buitenzijde verplaatst naar de nieuwe buitenteen, omdat aangenomen kan worden dat door de grote kleiaanvulling het dijklichaam zelf wordt afgesloten van het buitenwater, terwijl de diepere zandlagen nog wel met het buitenwater in verbinding staan. Als scheiding tussen de lagen waarin het freatisch vlak en de stijghoogte geldt is de onderzijde van de laag ‘klei/loam sterk zandig’ aangehouden, omdat deze slecht doorlatend is t.o.v. de onderliggende zandlagen. De schematisering van de waterspanningen is weergegeven in Figuur 3-2.



Figuur 3-2: Schematisering waterspanningen situatie hoogwater

3.1.5. Waterspanningen situatie val na hoogwater (STBU)

Voor de situatie val na hoogwater is de stijghoogte ongewijzigd t.o.v. de oorspronkelijke berekeningen. De freatische lijn wijzigt wel: Door de verflauwing van het buitentalud en de vooroever komt er een aanzienlijke aanvulling tegen het buitentalud te liggen. Omdat deze uit slecht doorlatende klei bestaat is aangenomen dat deze vrijwel verzadigd is. De schematisering van de waterspanningen is weergegeven in Figuur 3-3.



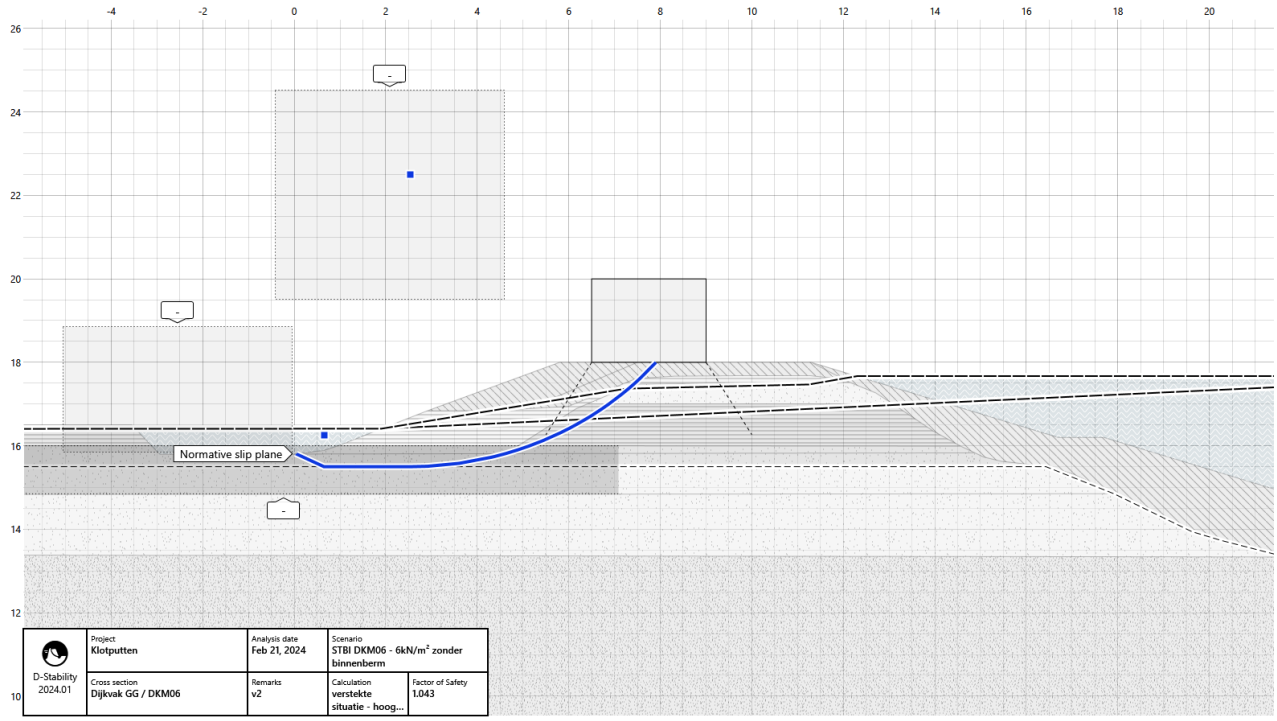
Figuur 3-3: Schematisering waterspanningen situatie val na hoogwater

3.1.6. Locatie verkeersbelasting

Omdat de wens van het waterschap is om onderhoud aan de teensloot uit te voeren vanaf de kruin van de waterkering is aangenomen dat de verkeersbelasting zich aan de binnenzijde van de kruin bevindt. De locatie van de verkeersbelasting is daarom met 1,5 m (gelijk aan de verbreding van de kruin t.o.v. het oorspronkelijke ontwerp) naar de binnenzijde verplaatst.

3.2. Resultaten macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)

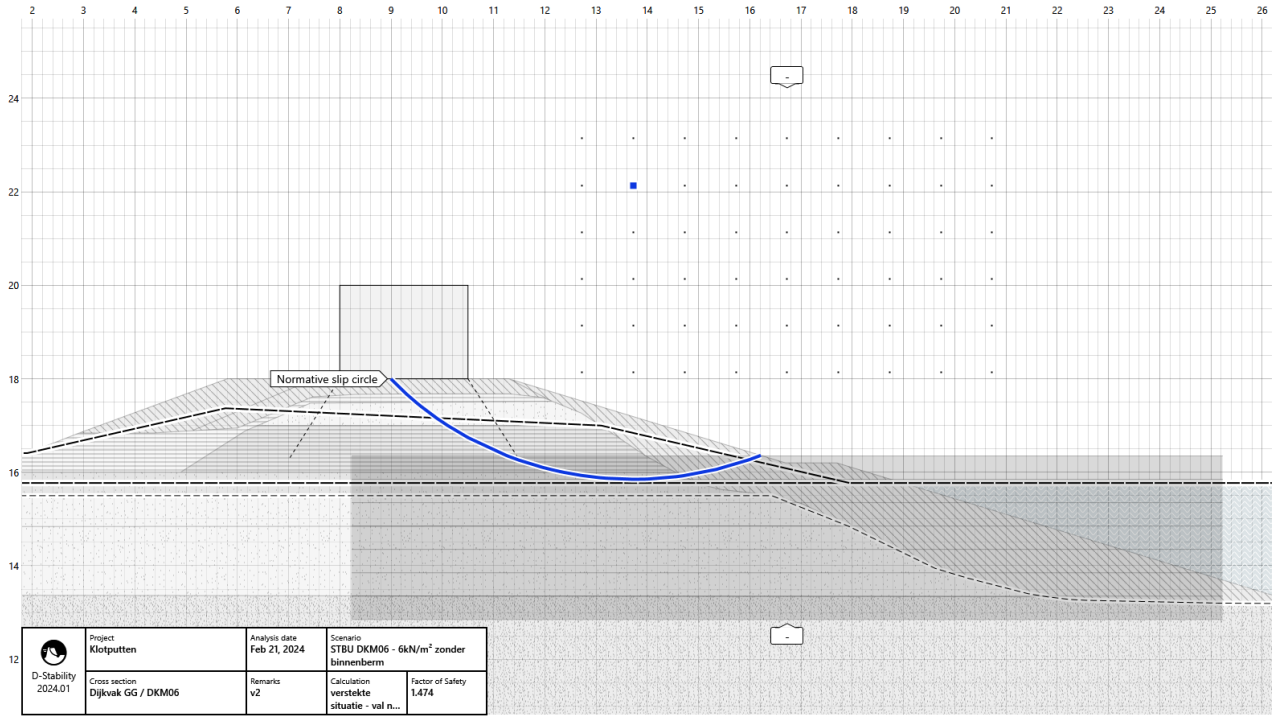
In Figuur 3-4 is het maatgevende glijvlak voor de situatie hoogwater weergegeven. De stabiliteitsfactor is 1,04, dit is een afname ten opzichte van het oorspronkelijke ontwerp (1,19) maar er wordt nog precies voldaan aan de in [2] gestelde eis van 1,04.



Figuur 3-4: Resultaat stabiliteitsberekening STBI

3.3. Resultaten macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)

In Figuur 3-5 is het maatgevende glijvlak voor de situatie hoogwater weergegeven. De stabiliteitsfactor is 1,47, waarmee ruim wordt voldaan aan de in [2] gestelde eis van 0,99, en een flinke toename ten opzichte van de stabiliteit van het oorspronkelijke ontwerp (1,00). Reden hiervoor is dat er door de verflauwing van het buitentalud een flinke hoeveelheid gewicht wordt toegevoegd in het passieve deel van het glijvlak.



Figuur 3-5: Resultaat stabiliteitsberekening STBU

4 Invloed op overige faalmechanismen en zettingen

In dit hoofdstuk wordt kwalitatief de invloed van de ontwerpwijziging op de overige faalmechanismen beschouwd. Hierbij wordt uitgegaan van de beoordeling op deze faalmechanismen die in [2] worden beschreven. Aangezien wij de achterliggende berekeningen niet tot onze beschikking hebben kan de juistheid van deze resultaten niet worden gecontroleerd.

4.1. Piping en heave

In [2] wordt geconcludeerd dat het ontwerp in alle dijkvakken voldoet op het faalmechanisme piping en heave. De ontwerpwijziging zorgt ervoor dat de dijkbasis breder (en hiermee de kwelweglengte groter) wordt. De ontwerpwijziging heeft dus een positieve invloed op het faalmechanisme, waarmee het gewijzigde ontwerp ook overal voldoet op piping en heave.

4.2. Microstabiliteit

Ook voor dit faalmechanisme geldt dat een verbreding van het dijklichaam een positieve invloed heeft. In [2] wordt geconcludeerd dat het ontwerp in alle dijkvakken voldoet op microstabiliteit, voor het gewijzigde ontwerp is dit dus ook het geval.

4.3. Bekleding buitentalud

In [2] staat een ontwerp voor de bekleding van het buitentalud beschreven, bestaande uit een kleilaag van 0,7 m dik en een leeflaag van 0,3 m. Dit zijn gebruikelijke afmetingen die zeker zullen voldoen, aangezien de verwachte golfbelasting beperkt is. Bij dit ontwerp is uitgegaan van een taludhelling van 1:2,5.

In het aangepast ontwerp wordt de taludhelling verder verflauwd naar 1:3, en wordt een vooroever van 1 m breed aangebracht. Beide wijzigingen zorgen ervoor dat de golfbelasting op het talud verder wordt gereduceerd, en dat de kleilaagdikte lokaal wordt vergroot, waaruit wordt geconcludeerd dat ook in het gewijzigde ontwerp de bekleding op het buitentalud voldoet.

Wel wordt opgemerkt dat op de vooroever, gezien de hoogteligging iets boven het normale waterpeil, bij dagelijkse waterstanden en wind uit de juiste richting een behoorlijke belasting door golfklap kan ontstaan. Er wordt niet verwacht dat dit tot waterveiligheidsproblemen leidt, maar het zou er wel voor kunnen zorgen dat er af en toe onderhoud aan de grasmat en wellicht de onderliggende kleilaag nodig is.

4.4. Zettingen

In het oorspronkelijke ontwerp [2] zijn de zettingen als gevolg van de ophoging berekend. Als gevolg van de zandige ondergrond en de beperkte ophoging zijn deze zettingen zeer beperkt: Maximaal ca. 0,1 m bij een ophoging van ca. 0,4 m.

Door de binnenwaartse verschuiving van de kruin wordt de maximale ophoging aanzienlijk groter, namelijk ca. 1,2 m in plaats van ca. 0,4 m. Gezien de bodemopbouw, met naast de veenlaag alleen zandlagen en sterk zandige klei, is de verwachting dat veruit het grootste percentage van de zettingen optreedt over de veenlaag. Ter plaatse van de maximale ophoging is deze veenlaag een stuk dunner (ca. 0,35 m in plaats

van 0,6 m) dan in de huidige berekening. Op basis hiervan wordt ingeschat dat de maximale zetting als gevolg van de kruinverlegging ca. (1,2 / 0,4) * (0,35 / 0,6) * 0,1 ≈ 0,15 à 0,25 m zal zijn.

Door de verflauwing van het buitentalud en het toevoegen van een vooroever wordt ook aan de buitenzijde een aanzienlijke ophoging aangebracht, op het dikste punt ca. 1,2 m. Volgens de huidige schematisering van de bodemopbouw is hier echter alleen zand aanwezig, waardoor de zettingen naar verwachting beperkt (enkele centimeters) zullen zijn.

5 Conclusies en aanbevelingen

5.1. Conclusie ontwerpwijziging

In dit document is aangetoond dat de door het waterschap gewenste ontwerpwijziging technisch haalbaar is. De aanpassing zorgt voor een lichte afname van de binnenwaartse macrostabiliteit, deze voldoet echter nog steeds aan de gestelde eis. De buitenwaartse macrostabiliteit neemt sterk toe ten opzichte van het oorspronkelijke ontwerp, door het aanbrengen van extra gewicht in het passieve deel van de glijcirkel.

Voor de overige faalmechanismen zorgt de ontwerpwijziging voor een verbetering. Omdat in het oorspronkelijke ontwerp al werd geconcludeerd dat op deze faalmechanismen wordt voldaan voldoet ook het aangepaste ontwerp.

5.2. Aanbevelingen

Hoewel het gewijzigde ontwerp rekenkundig voldoet is er wel een aantal aandachtspunten:

5.2.1. Ruimtebeslag

Door de verflauwing van de taluds, toevoeging van een vooroever en verbreding van de kruin is het ruimtebeslag van het nieuwe ontwerp aanzienlijk groter dan van de huidige situatie en het oorspronkelijke ontwerp. Dit zou er bijvoorbeeld toe kunnen leiden dat de legger gewijzigd moet worden of dat er grond aangekocht moet worden. Verder wordt met dit ontwerp het wateroppervlakte van de Klotputten verkleind. Vaak dient gedempt wateroppervlak elders gecompenseerd te worden, en omdat de Klotputten een natuurgebied zijn dienen er mogelijk ook nog andere maatregelen genomen te worden en procedures te worden doorlopen.

5.2.2. Grotere ophogingen en zettingen

Zoals toegelicht in paragraaf 4.4 leidt de ontwerpwijziging tot grotere ophogingen, en dus ook grotere zettingen. In paragraaf 4.4 is hiervan een grove inschatting gemaakt, maar om de zettingen nauwkeuriger te bepalen wordt aangeraden om in het definitief ontwerp een zettingsberekening te maken.

5.2.3. Uitvoeringsstabiliteit

Het aanbrengen van ophogingen zorgt voor wateroverspanningen in de ondergrond, en hiermee een tijdelijke afname van de stabiliteit. In deze notitie is alleen de eindsituatie beschouwd, waarin deze wateroverspanningen al zijn geconsolideerd. In het definitief ontwerp dient tevens de stabiliteit tijdens de uitvoering beschouwd te worden, om te voorkomen dat tijdens de aanleg afschuivingen optreden. Mogelijk leidt dit ertoe dat de ophoging gefaseerd aangebracht moet worden, waarbij een wachttijd tussen de verschillende ophoogslagen aangehouden moet worden.

Referenties

[1] Royal HaskoningDHV, Ontwerpnotitie ophoging kade Klotputten westzijde, versie 3, 15 augustus 2024

[2] Royal HaskoningDHV, Klotputten west – Geotechnisch advies, 21 februari 2024

[3] Idverde Advies, e-mail ‘Geotechnisch advies klotputten’, 17-10 2024

[4] Idverde Advies, Klotputten: Principeschetsen kering NW, 16-10-2024

[5] Eurocode 7 Geotechniek: NEN 9997-1+C2, Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp, deel 1: algemene regels, 2017

[6] STOWA, Leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen, voorjaar 2015