

Geotechnische onderbouwing ontwerputwerking 2024

**Dijkverlegging De Nieuwe Kern
Waterschap Amstel, Gooi en Vecht**

20 november 2025 - Internal

Contactpersoon



Arcadis Nederland B.V.
Nieuwe Steen 3
1625 HV Hoorn
Nederland

Inhoudsopgave

1	Inleiding	5
2	Wijzigingen ontwerpprofiel waterkering	6
3	Samenvatting uitgangspunten	7
3.1	Partiële factoren en stabiliteitseis	7
3.1.1	Glijcirkelmodellen	7
3.1.2	Schadefactor (IPO-klasse)	7
3.1.3	Modelfactor	7
3.1.4	Schematiseringsfactor	8
3.1.5	Stabiliteitsfactor	8
3.2	Hydraulische uitgangspunten	8
3.2.1	Boezem- en polderpeilen	8
3.2.2	Freatische lijn	9
3.2.3	Stijghoogte	10
3.2.3.1	Aanvullend onderzoek stijghoogte	12
3.3	Geotechnische uitgangspunten	14
3.3.1	Maatgevend geometrie	14
3.3.2	Veld- en laboratoriumonderzoek	14
3.3.3	Bodemopbouw	15
3.3.4	Sterkteparameters	17
3.3.4.1	Volumegewicht klei	17
3.3.5	Verkeersbelasting	18
4	Geotechnische uitwerking ontwerp wijzigingen	19
4.1	Opdrijf- en opbarstveiligheid	19
4.1.1	Rekenmethode beoordelen opdrijven / opbarsten volgens NEN9997-1+C2 [R 14]	19
4.1.2	Resultaat opdrijven/ opbarsten	19
4.2	Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)	21
4.2.1	Resultaat macrostabiliteit binnenwaarts	21
4.2.2	Gevoeligheidsberekening lichte klei	24

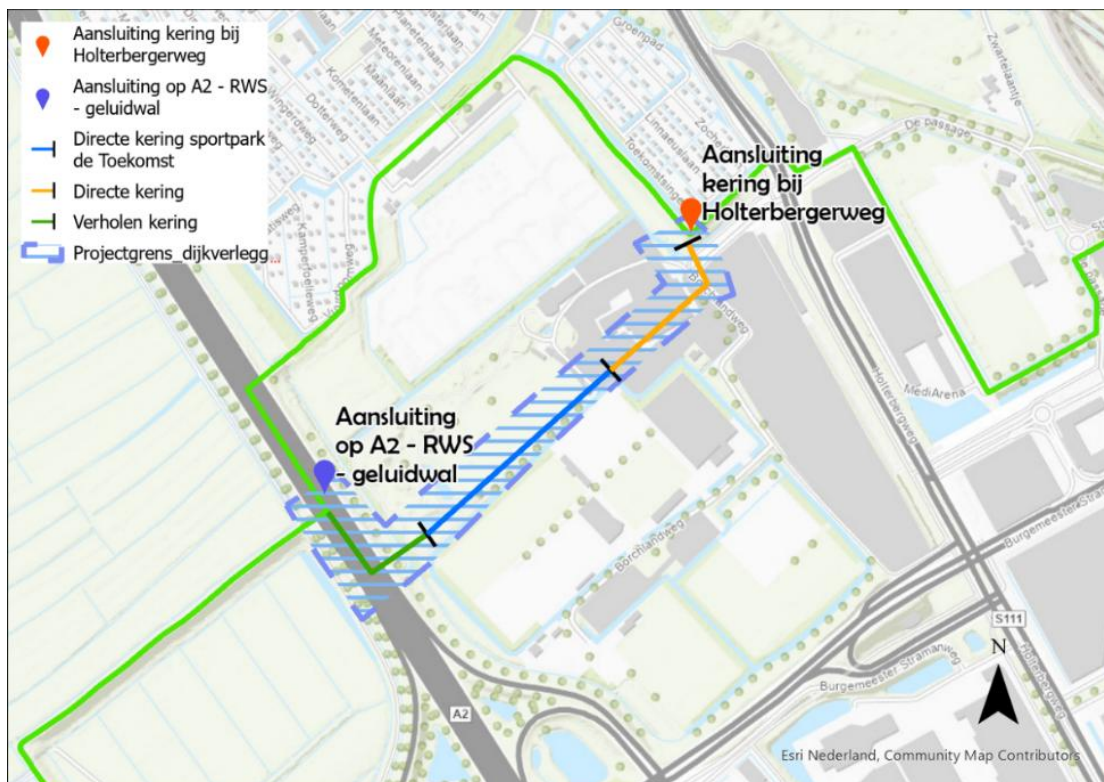
4.3	Zonering	24
4.4	Niet waterkerende objecten	25
4.4.1	Begroeiing op de waterkering	25
4.4.1.1	Locatie in dwarsprofiel	25
4.4.1.2	Invloed windbelasting op stabiliteit	25
4.4.1.3	Invloed ontgrondingskuil op stabiliteit	27
4.4.2	Funderingsresten	28
5	Conclusie	29
6	Referenties	30
Bijlagen		
Bijlage A – Opbarstberekeningen		31
Bijlage B – Gebruikt grondonderzoek voor geotechnische analyses		32
Bijlage C – Aanvullend grondonderzoek		33
Bijlage D – Stabiliteitsanalyses		34
Colofon		35

1 Inleiding

In 2023 heeft Arcadis in opdracht van Werkgroep De Nieuwe Kern het dijkverleggingsplan [R 1] opgesteld voor de verlegging van de huidige waterkering in het beheer van waterschap Amstel, Gooi en Vecht (AGV) in het kader van de gebiedsontwikkeling De Nieuwe Kern (DNK). Het betreft de kering met code A2009-001 en -002 met IPO-klasse III. Deze wordt vanaf de Holterbergerweg doorgetrokken richting de A2, waarna de huidige kering komt te vervallen. Zie Figuur 1.

In het dijkverleggingsplan van 2023 zijn de globale afmetingen van de waterkering bepaald, aan de hand van de in vorig hoofdstuk beschreven randvoorwaarden en uitgangspunten. De inhoud van het dijkverleggingsplan is in goed overleg met het waterschap tot stand gekomen. De geotechnische uitwerking van dit voorontwerp vormt de basis voor de zoneringen, zoals in maart 2024 door Gemeente Ouder-Amstel vastgesteld in het Bestemmingsplan Dijkverlegging De Nieuwe Kern [R 3].

Voor de dijkverlegging is tevens goedkeuring benodigd van het bestuur van AGV. Voor indiening bij AGV is het dijkverleggingsplan in 2024 geactualiseerd, met daarin een aantal technische ontwerpuitwerkingen. Binnen de kaders van het bestemmingsplan heeft namelijk een verdere uitwerking plaatsgevonden van voorontwerp (VO) naar definitief ontwerp (DO). Hiervoor zijn, in overleg met het waterschap, aanvullende geotechnische onderzoek en analyses uitgevoerd. Daarnaast zijn wensen ten aanzien van ruimtelijke inrichting en onderhoud meegenomen en raakvlakken met de omgeving verder uitgewerkt. De geotechnische onderbouwing van de ontwerpuitwerking is opgenomen in voorliggende rapportage.

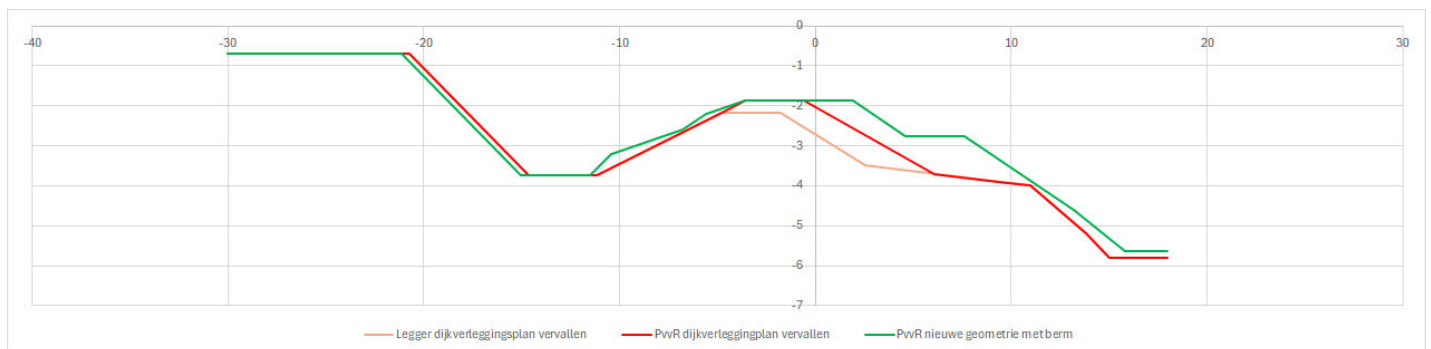


Figuur 1: Projectgrenzen dijkverlegging De Nieuwe Kern.

2 Wijzigingen ontwerpprofiel waterkering

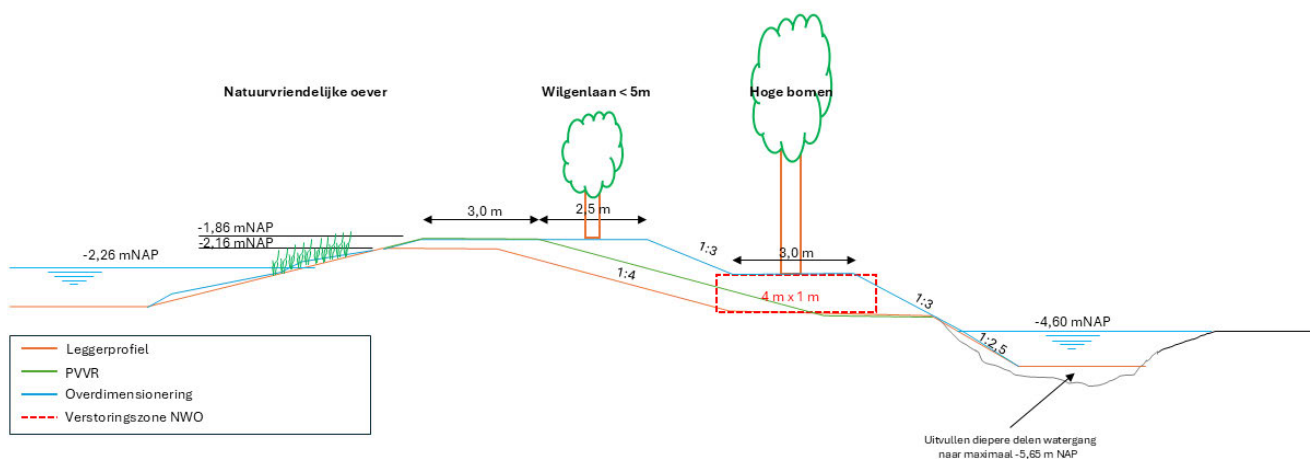
In Figuur 2 zijn het leggerprofiel (oranje) en het profiel van vrije ruimte (rood) uit het voorontwerp dijkverleggingsplan en de uitgewerkte geometrie (groen) weergegeven. De ontwerputwerkingen betreffen (van rechts naar links):

- Verwerken bestaande onderwaterprofiel sloot, aan de hand van aanvullende inmetingen;
- Aanvullen diepe delen in sloot, waarmee de slootbodem overal op een niveau van minimaal NAP-5,65 m ligt, ten behoeve van bermstabiliteit;
- Verflauwen onderwatertalud sloot aan de dijkzijde naar 1:2,5 ten behoeve van bermstabiliteit.
- Binnenberm (breed 3 m, talud 1:3) om de aanleg van bomen buiten het leggerprofiel mogelijk te maken;
- Brede kruin (breed 5,5 m) ten behoeve van de aanleg van een wandelpad en wilgenlaan;
- Profileren buitentalud ten behoeve van de aanleg van een natuurvriendelijke oever.



Figuur 2: vergelijking geometrieën

Met de hierboven beschreven uitwerking komt het principe dwarsprofiel van de nieuwe waterkering er uit te zien als in Figuur 3.



Figuur 3: Principe dwarsprofiel nieuwe waterkering.

3 Samenvatting uitgangspunten

In dit rapport is een samenvatting van de belangrijkste uitgangspunten opgenomen die zijn gebruikt voor de nieuwe geotechnische analyses. De gehele omschrijving van de uitgangspunten is opgenomen in het *Dijkverleggingsplan De Nieuwe Kern, inclusief ontwerpuitwerking 2024 [R 2]*. De volledige geotechnische onderbouwing zal worden vastgelegd in *Ontwerprapportage DO en UO Dijkverlegging De Nieuwe Kern [R 4]*.

3.1 Partiële factoren en stabiliteitseis

Voor het bepalen van de partiële veiligheidsfactoren en daaruit afgeleide stabiliteitseis is gebruik gemaakt van *Leidraad Toetsen Op Veiligheid Regionale Waterkeringen* (hierna: *LTVRW*) [R 6].

De eis voor macrostabiliteit is het product van de schadefactor, waarin de veiligheidsklasse van de waterkering wordt verdisconteerd, de modelfactor en de schematiseringsfactor. In de volgende sub-paragrafen zijn deze factoren nader toegelicht.

3.1.1 Glijcirkelmodellen

In de geotechnische stabiliteitsanalyses wordt gebruikt gemaakt van glijcirkelmodellen Bishop en Uplift Van, deze zijn opgenomen in Tabel 1.

Tabel 1 Te hanteren glijcirkelmodellen

Faalmechanisme	Glijcirkelmodel
Stabiliteit Binnenwaarts (STBI)	Bishop Uplift-Van

3.1.2 Schadefactor (IPO-klasse)

De schadefactoren van de regionale waterkeringen zijn gekoppeld aan de IPO-klasse. In Tabel 2 zijn de IPO-klassen en de bijbehorende schadefactoren opgenomen. De waterkering heeft IPO-klasse III, de bijbehorende schadefactor is 0,90 (oranje gearceerd in Tabel 2).

Tabel 2 Vereiste schadefactor STBI op basis van IPO-klasse

IPO-klasse [-]	Normfrequentie waterkering [1/jaar]	Schadefactor [-]
I	1/10	0,80
II	1/30	0,85
III	1/100	0,90
IV	1/300	0,95
V	1/1000	1,00

3.1.3 Modelfactor

De modelfactor verdisconteert onzekerheden ten aanzien van het gebruikte rekenmodel en het al dan niet optreden van opbarsten van de deklaag in het achterland. Voor binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit zijn rekenmodel Bishop en Uplift Van gebruikt. In Tabel 3 is een overzicht gegeven van de modelfactoren volgens de *LTVRW* [R 6].

Tabel 3 Modelfactoren macrostabiliteit volgens LVTRW [R 6]

Rekenmodel	yd	yd bij opbarsten
Bishop	1,00	1,10
Uplift Van	0,95	1,05

3.1.4 Schematiseringsfactor

Ondanks het uitgevoerde grondonderzoek blijft er altijd enige mate van onzekerheid over de opbouw van de ondergrond, de aanwezige geometrie, het verloop van de waterspanningen en de schuifsterkteparameters. De schematiseringsfactor voor DNK is niet bepaald op basis van de standaard methodiek met scenario's en is daarom conservatief aangehouden op 1,2.

Wel zijn er sinds de vorige fase nieuwe sonderingen en boringen beschikbaar waardoor er een betere indruk is van de bodemopbouw, zie paragraaf 3.3.2. Uit het totale grondonderzoek volgt dat de in het voorontwerp aangehouden schematisering van de bodemopbouw conservatief is. De polderpeilen zijn bekend en de schematisatie van de freatische lijn is conservatief in een dijk die opgebouwd is uit voornamelijk zand. Daarnaast gaan we voor de bepaling van het legger- en het profiel van vrije ruimte uit van de meest conservatieve bodemopbouw.

3.1.5 Stabiliteitsfactor

De vereiste stabiliteitsfactor voor macrostabiliteit wordt bepaald middels de onderstaande formule:

$$\text{Vereiste stabiliteitsfactor} = \text{schadefactor} * \text{modelfactor} * \text{schematiseringsfactor}$$

Voor de bepaling van de stabiliteitsfactoren voor macrostabiliteit, zie Tabel 4.

Tabel 4 Bepaling stabiliteitsfactoren macrostabiliteit

Factor	Uitgangspunt	Zonder opbarsten	Met opbarsten
Schadefactor	IPO III	0,90	0,90
Modelfactor	Bishop Uplift Van	1,00 0,95	1,10 1,05
Schematiseringsfactor		1,20	1,20
Vereiste Stabiliteitsfactor	Bishop Uplift Van	1,08 1,03	1,18 1,13

3.2 Hydraulische uitgangspunten

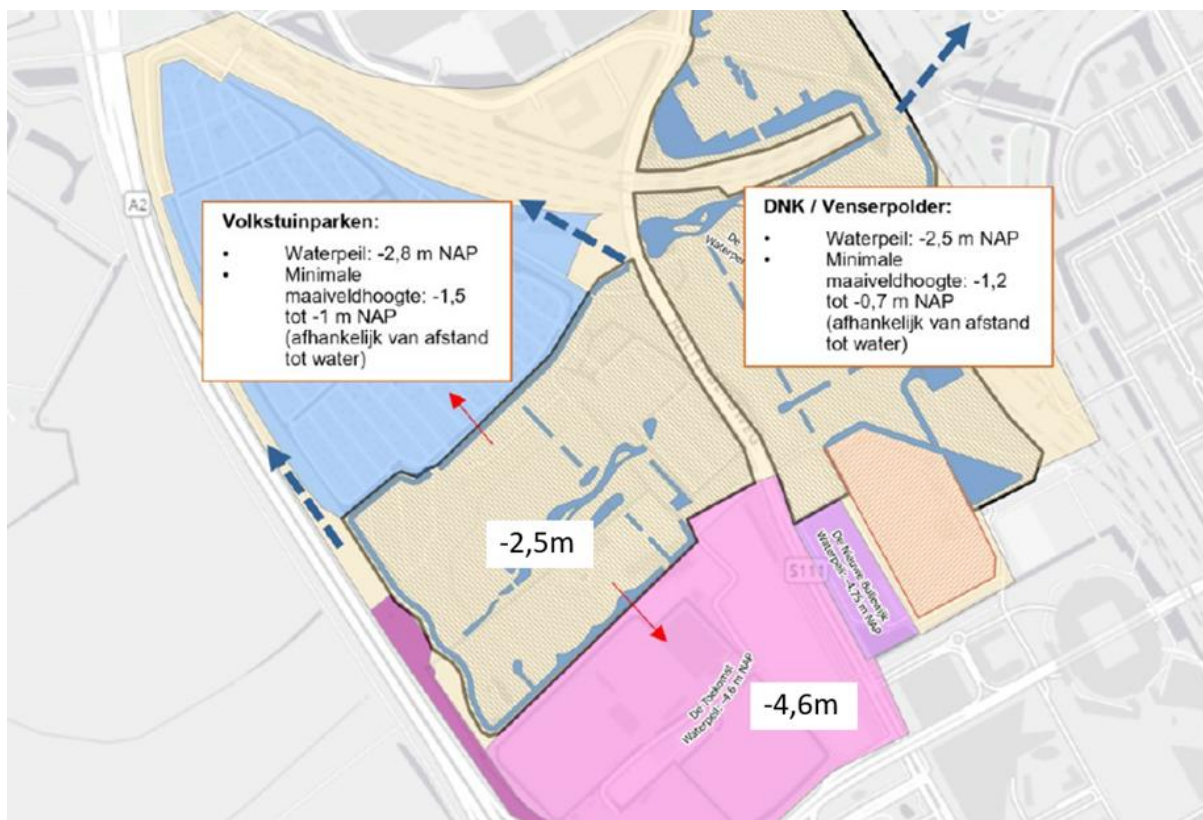
In deze paragraaf zijn de hydraulische uitgangspunten opgenomen.

3.2.1 Boezem- en polderpeilen

De boezem- en polderpeilen zijn opgenomen in Tabel 5. Het waterpeil in DNK is bepaald op basis van het *Waterstructuurplan* [R 5], in Figuur 4 zijn de peilvakken weergegeven.

Tabel 5 Boezem- en polderpeilen

Traject	IPO- klasse	Streefpeil	Maatgevend Boezempeil	Polderpeil	Vereiste kruinhoogte	Hoogte kruin P.V.V.R
[-]	[-]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]
De Nieuwe Kern	III	-2,50	-2,26	-4,60	-2,16	-1,86



Figuur 4 Toekomstige peilvakken De Nieuwe Kern

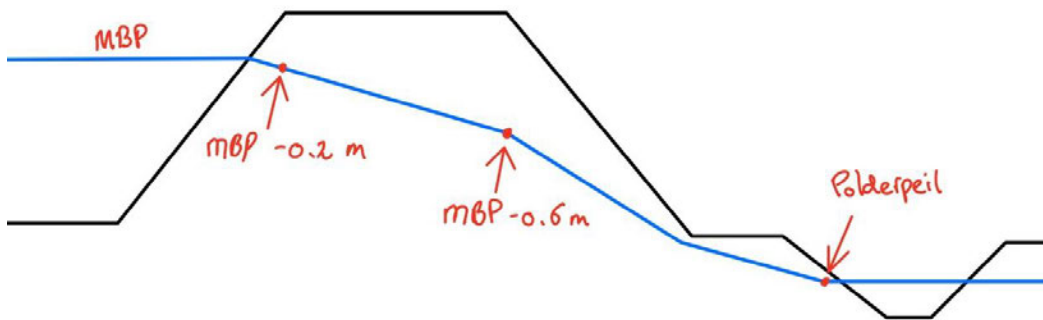
3.2.2 Freatische lijn

De schematisering van de freatische lijn is grotendeels overgenomen uit het dijkverleggingsplan en is gebaseerd op het rapport *Schematiseringsfactor* van het waterschap [R 7]. Voor de schematisering van de freatische lijn is uitgegaan van de situatie 'Nat, realistisch'. Het maatgevend boezempeil (MBP) is NAP -2,26 m.

De schematisering van de freatische lijn is conservatief. De schematisering is namelijk gebaseerd op een dijk bestaande uit klei met een hoge freatische lijn in het dijklichaam omdat het water slecht kan wegstromen. De nieuwe dijk bestaat echter uit zand, bij een zandkern kan het water makkelijker wegstromen wat zorgt voor een reductie in de waterspanning in de dijk.

Tabel 6 Uitgangspunten schematisatie freatische lijn

Locatie	Waarde
Boezempeil	Maatgevende peil (MBP = NAP -2,26 m)
Buitenkruinlijn	MBP -0,2 m
Binnenkruinlijn legger	MBP -0,6 m
Binnenteen	Sloot- of polderpeil (NAP -4,6 m)



Figuur 5 Schematisering freatische lijn 'Nat, realistisch'

3.2.3 Stijghoogte

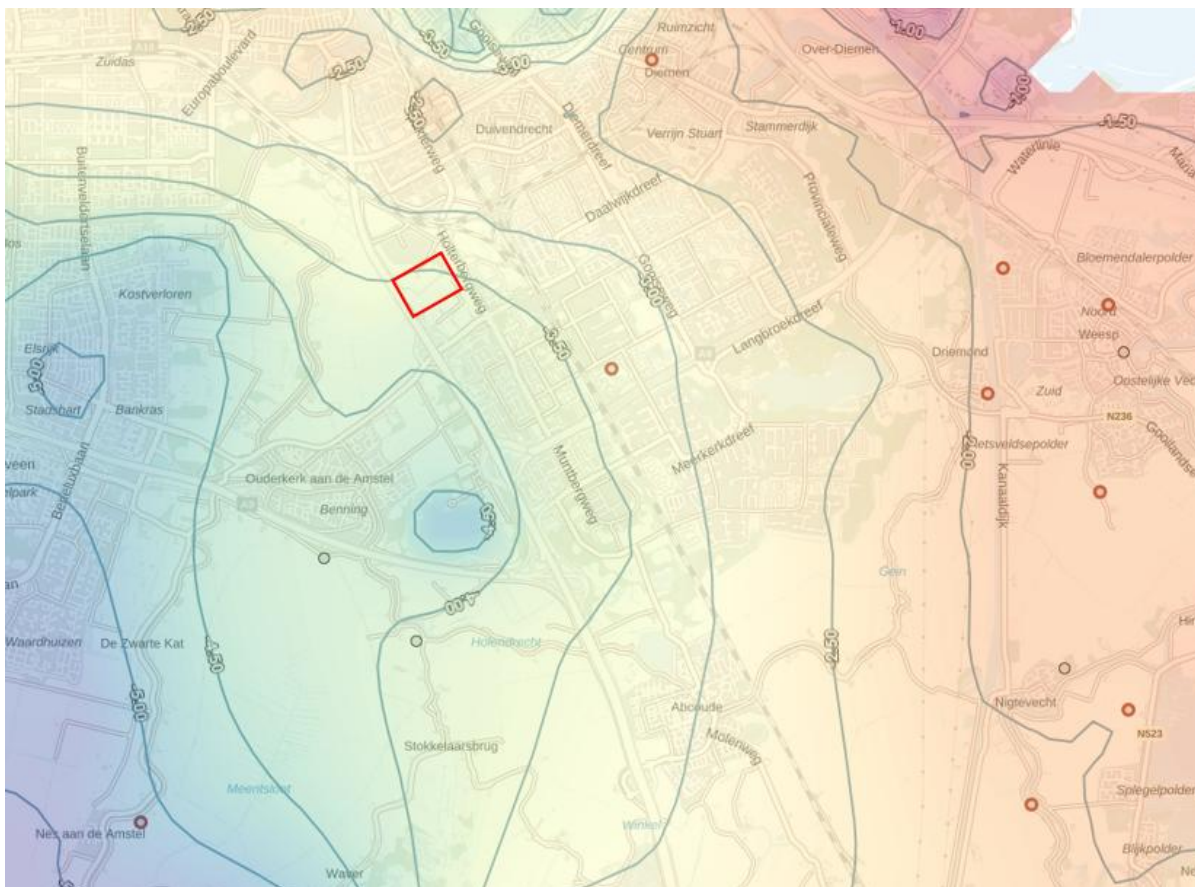
Voor het bepalen van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket zijn peilbuisgegevens geanalyseerd van vier peilbuizen, dit zijn:

1. B100: deze peilbuis ligt verder weg van DNK, op circa 1.530 m. Deze peilbuis/boring is minder relevant voor dijkverlegging DNK.
2. B500 en B550: deze peilbuizen liggen op circa 800 m van DNK. De bodemopbouw van de boring is vergelijkbaar met de bodemopbouw bij DNK.
3. B25G0996 (Dinoloket), deze peilbuis ligt op het complex De Toekomst en ligt het dichtst bij DNK. Deze peilbuis is gebruikt voor de analyse van de stijghoogte in het dijkverleggingsplan.

De locaties van de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur 6. Ook is de isohypsenkaart geraadpleegd van *grondwaterstanden in beeld*, deze is weergegeven in Figuur 7.



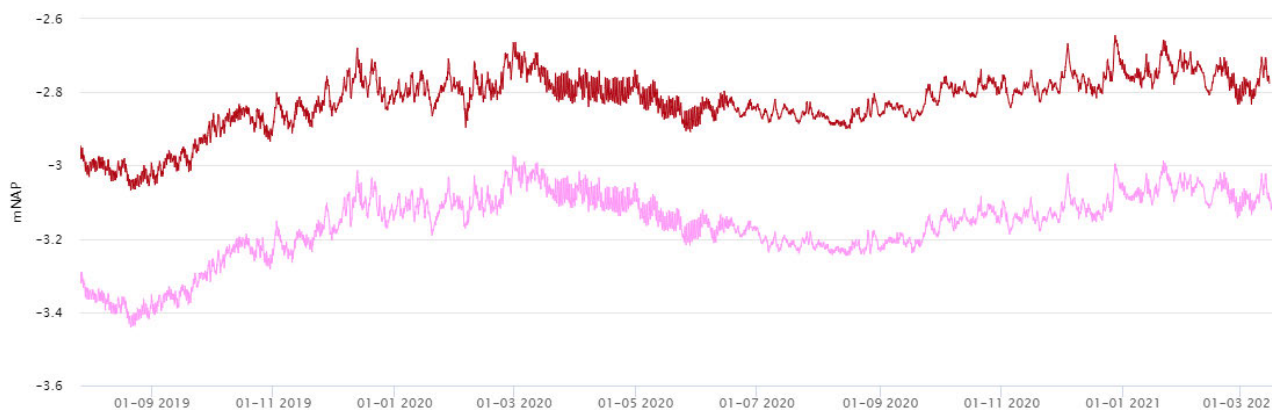
Figuur 6 Locaties peilbuizen watervoerend pakket (blauwe punten)



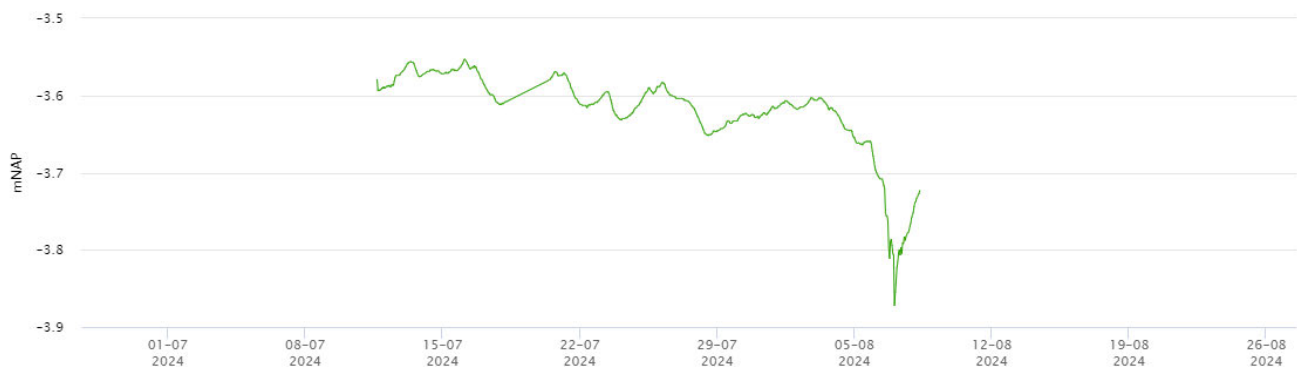
Figuur 7 Isohypsens en DNK (rood) (bron: grondwater in beeld)

Uit de isohypsen kaart blijkt dat de stijghoogte afneemt richting het zuidwestelijke gedeelte van de kaart. De gemiddelde stijghoogte rond DNK is volgens de isohypsenkaart is NAP -3,5 m. Deze stijghoogte wordt bevestigd in B500 (Figuur 8), B550 (Figuur 9) en B25G0996 (Figuur 10). De maximale stijghoogte in deze peilbuizen is NAP -3,0 m.

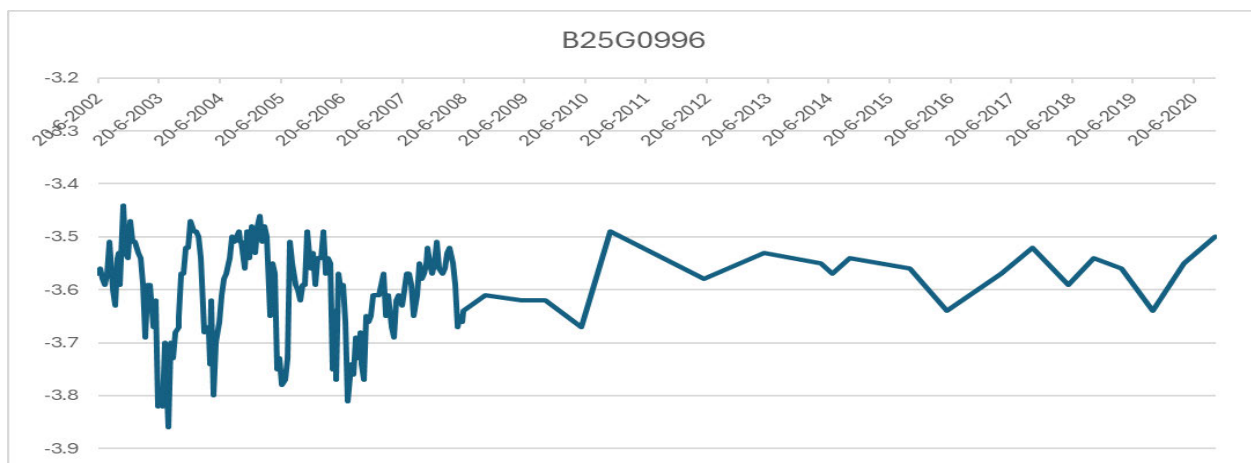
B100 heeft een hogere stijghoogte van maximaal NAP -2,7 m, maar zit op een grote afstand van DNK. Ook toont de isohypsenkaart in Figuur 7 dat noordoostelijker van het gebied de gemiddelde stijghoogte hoger is en dat er een verloop is naar het zuidwesten. Vermoedelijk komt dit door de invloed van het Markermeer. Door de grote afstand tot DNK is peilbuis B100 niet meegenomen in de analyses. Omdat peilbuizen B500, B550 en B25G0996 dicht bij DNK liggen, is in de analyses uitgegaan van de maximale stijghoogte in deze peilbuismetingen, NAP -3,0 m.



Figuur 8 Peilbuisdata B100ondiep (rood) en B500ondiep (roze) (bron: Fugro)



Figuur 9 Peilbuisdata B550 (bron: Fugro)



Figuur 10 Peilbuisdata B25G0996 (bron: Dinoloket)

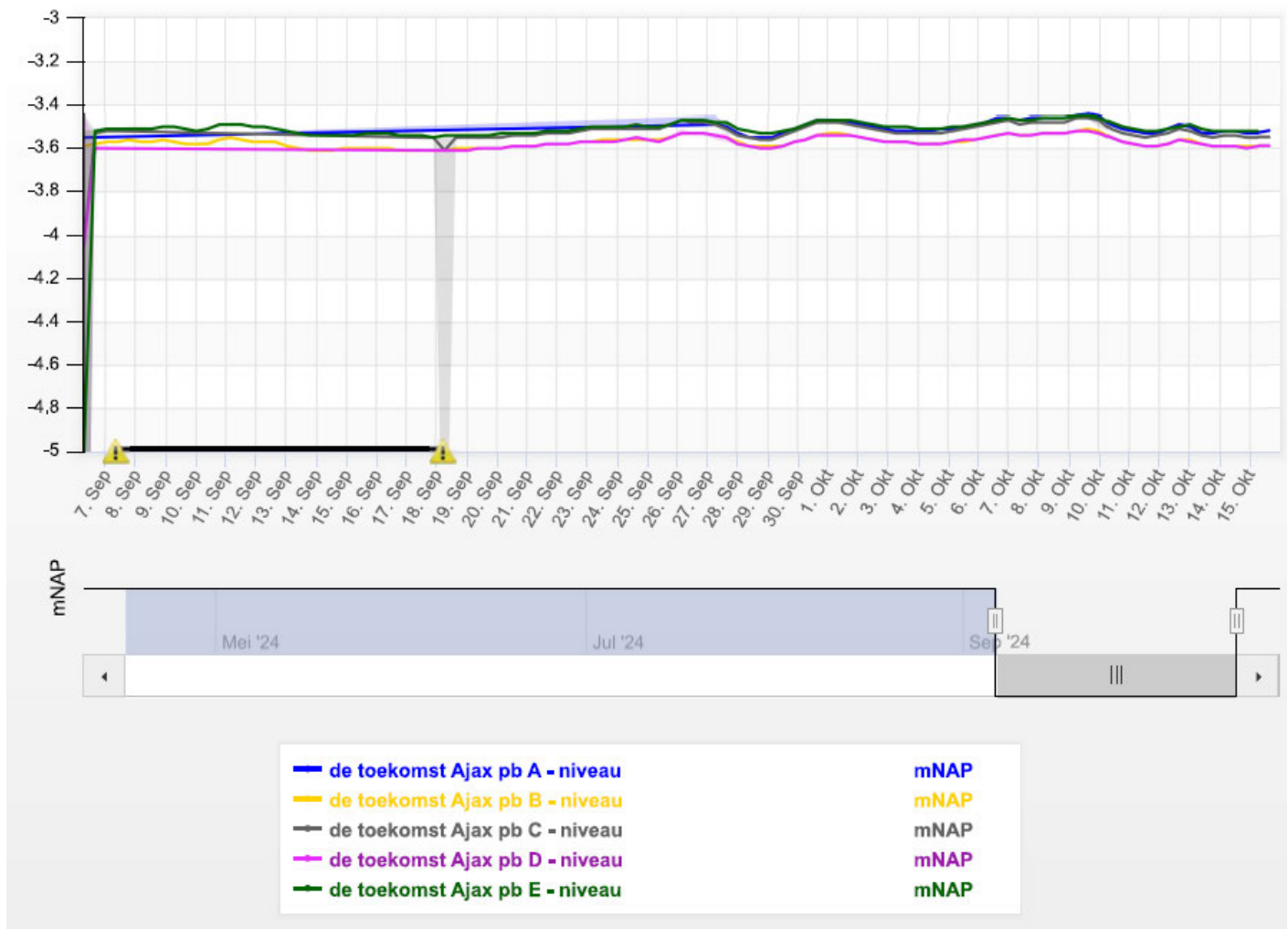
3.2.3.1 Aanvullend onderzoek stijghoogte

Voor het verifiëren van de hoogte van de stijghoogte is aanvullend onderzoek uitgevoerd. Er zijn twee nieuwe peilbuizen geplaatst langs het nieuwe traject, zie Figuur 11. De filters van de peilbuizen zijn geplaatst in de tussenzandlaag op circa NAP -9 m en in het watervoerend pakket op circa NAP -11 m. De peilbuizen monitoren de stijghoogten in deze lagen vanaf september 2024.



Figuur 11 Locaties aanvullend onderzoek

Uit de peilbuismetingen blijkt dat de maximaal gemeten stijghoogte tijdens de meetperiode in de tussenzandlaag NAP -3,45 m is, de maximale stijghoogte in het watervoerend pakket is NAP -3,50 m. Hieruit kan worden geconcludeerd dat een stijghoogte van NAP -3,0 m een conservatieve aanname is geweest en dat de werkelijke stijghoogte lager ligt dan in de geotechnische analyses is aangehouden.



Figuur 12 Peilbuisdata aanvullend grondonderzoek

3.3 Geotechnische uitgangspunten

In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de geotechnische uitgangspunten.

3.3.1 Maatgevend geometrie

De maatgevende geometrie is bepaald met behulp van AHN4 en aanvullende inmetingen van het onderwaterprofiel van de teensloot. De locatie van de maatgevende geometrie is niet gewijzigd ten opzichte van het voorontwerp omdat het maaiveld hier relatief laag is en daardoor de benodigde ophoging relatief groot. Wel is door nieuwe inmetingen van de teensloot de teensloot realistischer geschematiseerd en is hier de maatgevende inmeting gebruikt.

3.3.2 Veld- en laboratoriumonderzoek

Ten behoeve van de dijkverlegging heeft Fugro in een eerder stadium (medio 2018) grondonderzoek uitgevoerd. Daarvoor zijn de volgende onderzoeken aanwezig:

- 8 sonderingen met plaatselijks kleefmeting;
- 5 handboringen, 1 met peilbuis.

Daarnaast is er aanvullend grondonderzoek gedaan door IFCO in 2022-2023, waarbij de volgende onderzoeken aanwezig zijn:

- 26 diep sonderingen met plaatselijke wrijving; (6 hiervan op locatie nieuwe kering)
- 2 mechanische boringen;
- 2 inspectieputten;
- 2 waterpeilmetingen.

Ook is er gekeken naar grondonderzoek uit het BRO-loket. Binnen het beschouwde traject zijn de volgende onderzoeken beschikbaar:

- 11 sonderingen;
- 3 boringen.

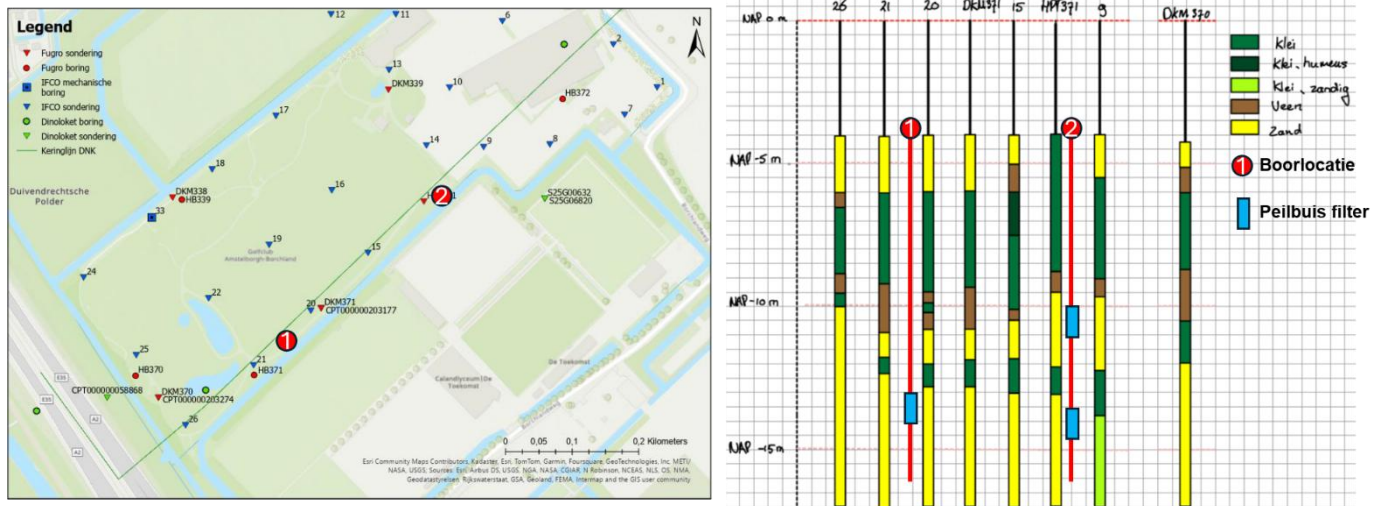
In Figuur 13 zijn de locaties van het grondonderzoek weergegeven.



Figuur 13 Locaties grondonderzoek

Ten slotte zijn in 2024 aanvullende boringen uitgevoerd door Wiertsema om de bodemopbouw, volumegewichten en stijghoogten in het tracé van de nieuwe dijk te verifiëren (Figuur 14):

- 2 mechanische boringen (Ackermann), met peilbuizen.



Figuur 14 Locaties aanvullend grondonderzoek

3.3.3 Bodemopbouw

Voor het bepalen van de bodemopbouw is gebruik gemaakt van oud- en nieuw grondonderzoek van:

- Fugro (2018).
- Dinoloket (oud).
- IFCO (2022-2023).

In Figuur 15 is een overzicht weergegeven van het grondonderzoek.

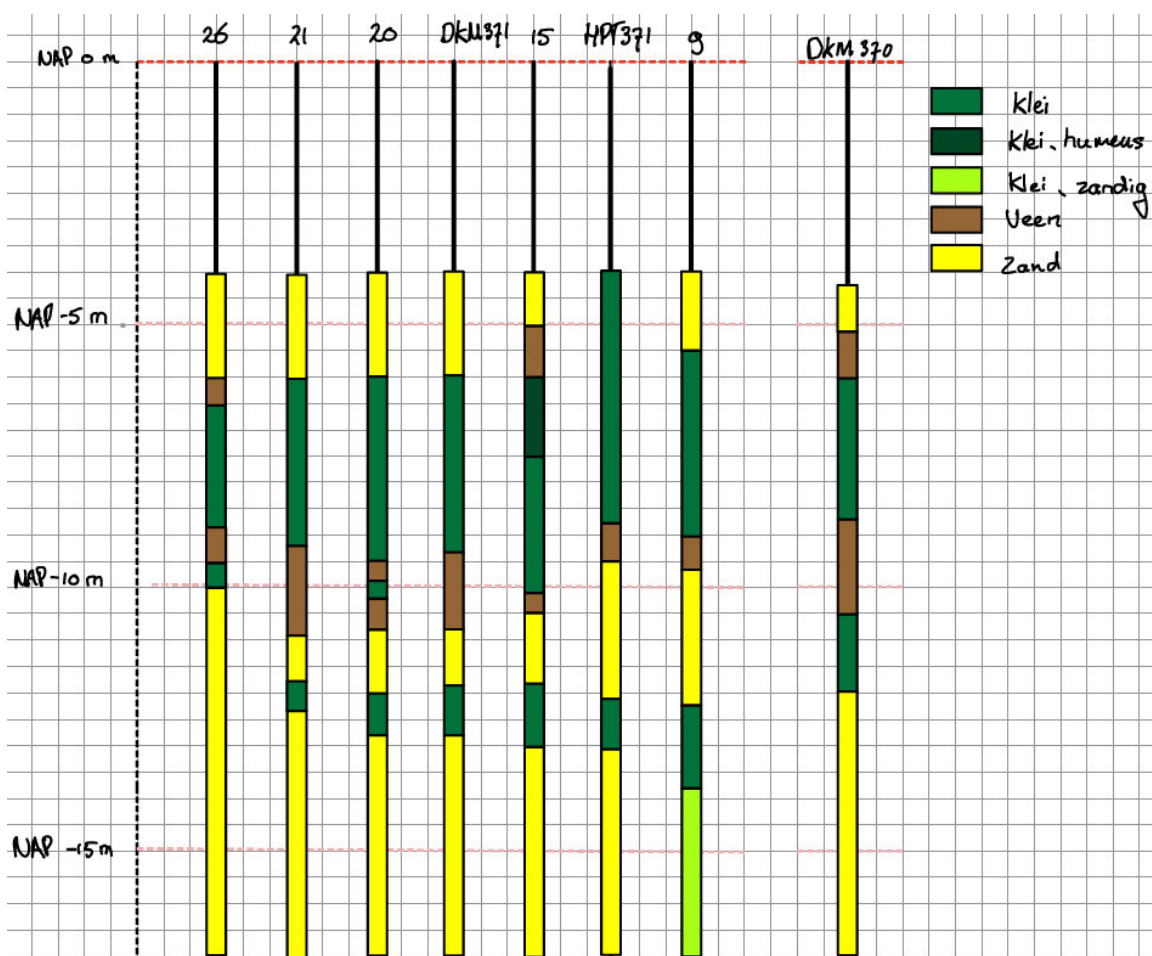


Figuur 15: Overzicht grondonderzoek nabij dijkverlegging

Voor het bepalen van de bodemopbouw nabij de nieuwe dijk is gebruik gemaakt van de volgende boring en sonderingen:

- Sondering 9 (IFCO).
- Sondering HPT371 (Fugro).
- Sondering 15 (IFCO).
- Sondering 20 (IFCO).
- Sondering DKM371 (Fugro).
- Sondering 21 (IFCO).
- Boring HB371 (Fugro).
- Sondering 26 (IFCO).

In Figuur 16 is de bodemopbouw langs het traject en de bodemopbouw van sondering DKM370 weergegeven. Het maaiveldniveau langs het nieuwe traject van de waterkering ligt op ongeveer NAP -4,0 m. De eerste 2 m van de bodemopbouw bestaat uit een dikke zandlaag of uit een zandlaag van 1 m en een veenlaag van 1 m dik. Hieronder is een kleilaag aanwezig met een dikte variërend tussen 2,5 m tot 4 m. Tussen de kleilaag en het Holocene zandpakket wordt een veenlaag aangetroffen met een dikte variërend tussen 0,5 m tot 1,5 m. In het Holocene zandpakket is vaak een kleilaag van ca. 1 m dik aanwezig en ook op de overgang naar het Pleistocene zandpakket rond NAP -19 m ligt een scheidende kleilaag die ongeveer 1 m dik is.



Figuur 16: Bodemopbouw langs dijkverlegging (nabij teensloot) en bodemopbouw in berekening vanuit het dijkverleggingsplan

In de berekeningen van het dijkverleggingsplan is uitgegaan van de meest maatgevende bodemopbouw van het oudere grondonderzoek van Fugro. Destijds is gekozen om de bodemopbouw te schematiseren volgens sondering DKM370, deze sondering ligt niet onder de dijkverlegging. Uiteindelijk is ervoor gekozen om de schematisering van de bodemopbouw niet te wijzigen op basis van het nieuwe grondonderzoek van IFCO, omdat sondering DKM370 het meeste veen in de ondergrond heeft en hierdoor het meest maatgevend is. Dit is een conservatieve keuze omdat de bodemopbouw langs het nieuwe dijktraject minder maatgevend is.

3.3.4 Sterkteparameters

De benaming van de grondsoorten, de geotechnische eigenschappen en sterkteparameters voor ongedraineerde grondlagen zijn overgenomen uit de *regionale proevenverzameling* van het waterschap [R 8]. De sterkteparameters die voor dit project van toepassing zijn, zijn weergegeven in Tabel 7.

Omdat de regionale proevenverzameling van het waterschap geen eigenschappen van zandige grondsoorten bevat, is voor de geotechnische eigenschappen van zand gebruik gemaakt van veilige waarden volgens tabel 2b uit de NEN9997-1+C2:2019. De sterkte-eigenschappen zijn omgerekend naar rekenwaarden.

Er is gekozen voor een conservatieve benadering van de sterkteparameters, met onderscheid in een lichte klei en een wat zwaardere klei. In de berekening is rekening gehouden met zwaardere klei in de ondergrond. Uit het grondonderzoek dat DNK heeft uit laten voeren, blijkt dat het volumiek gewicht van zwaardere klei varieert tussen 13,5 en 18,0 kN/m³, het gemiddelde van 15 labproeven is 15,9 kN/m³, zie paragraaf 3.3.4.1. Hierdoor lijkt de toepassing van zwaardere klei een goede aanname. In de berekening is nog geen rekening gehouden met het effect van zetting op de ondergrond door de ophoging.

Tabel 7 Geotechnische sterkteparameters volgens proevenverzameling [R 8]

Grondsoort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	φ_{reken} [°]	c_{reken} [-]
Veen	10,20*	10,20*	26,11	1,44
Klei licht	13,50	13,50	25,14	3,84
Klei zwaar	15,00	15,00	25,38	4,20
Zand, schoon, matig	18,00	20,00	29,00	0,00

*: gewijzigd op basis van aanbeveling IFCO [R 12].

3.3.4.1 Volumegewicht klei

Voor het bepalen van de volumegewichten van de grondlagen heeft DNK grondonderzoek laten uitvoeren door Fugro [R 13], IFCO [R 12] en aanvullend grondonderzoek van Wiertsema [R 15].

In totaal zijn er 43 classificaties gedaan waarvan:

- 27 zijn gedaan op klei.
- 15 zijn gedaan op veen.
- 1 is gedaan op zand.

Op basis van de 15 classificaties die zijn gedaan op de klei blijkt dat het merendeel kan worden geclassificeerd als klei, zwaar met een volumegewicht van 15 kN/m³, met uitschieters naar zwaardere klei (tot volumegewicht 18 kN/m³) en enkele uitschieters naar beneden (tot volumegewicht 13,2 kN/m³). Een zeer lage uitschieter met een volumegewicht van 10,9 kN/m³ betreft organische klei op het grensvlak met veen. Het gemiddelde van de 27 classificaties van klei is 15,5 kN/m³.

In Tabel 8 is de analyse van het volumegewicht van klei opgenomen.

In de geotechnische analyses is uitgegaan van de grondsoort 'klei, zwaar' voor alle kleilagen. Omdat de volumegewichten van de hoger gelegen kleilagen (tussen circa NAP -6 m en NAP -8,5 m) in Tabel 8 gemiddeld iets lichter uitvallen, namelijk 14,7 kN/m³. Is ook een gevoeligheidsberekening uitgevoerd met de grondsoort 'klei, licht'. Zie paragraaf 4.2.2.

Tabel 8 Analyse laboratoriumonderzoek Fugro [R 13], IFCO [R 12] en Wiertsema [R 15] classificaties volumegewichten klei

Boring nummer	Monster nummer	Bron	Grondsoort	Diepte tot [m NAP]	Volume gewicht nat [kN/m3]
B100	St3	Fugro	Klei	-6.87	15.6
B100	St4	Fugro	Klei	-8.42	15.9
B100	St6	Fugro	Klei	-16.19	15.4
B100	St7	Fugro	Klei	-19.12	17.4
B500	St2	Fugro	Klei	-6.7	14.6
B500	St3	Fugro	Klei	-7.7	13.6
B500	St4	Fugro	Klei	-11.76	18
B500	St5	Fugro	Klei	-14.75	14.9
B550	St3	Fugro	Klei	-6.75	14.5
B550	St5	Fugro	Klei	-12.58	18
MB01	3	IFCO	Klei, zwak organisch	-6.34	16.35
MB01	4	IFCO	Klei	-7.14	13.52
MB01	6	IFCO	Klei, zwak organisch	-9.84	17.56
MB02	2	IFCO	Klei, zwak organisch	-8.08	15.99
MB02	5	IFCO	Klei	-12.38	17.82
MB003	M002	Wiertsema	KLEI	-6.09	15.21
MB003	M003	Wiertsema	KLEI	-7.11	13.22
MB003	M004	Wiertsema	KLEI	-8.09	13.86
MB003	M005	Wiertsema	KLEI	-8.92	10.86
MB003	M008	Wiertsema	KLEI	-12.07	17.19
MB003	M009	Wiertsema	KLEI	-12.64	17.48
MB004	M001	Wiertsema	KLEI	-6.55	15.32
MB004	M002	Wiertsema	KLEI	-7.55	14.33
MB004	M003	Wiertsema	KLEI	-8.5	14.01
MB004	M005	Wiertsema	KLEI	-10.08	13.65
MB004	M007	Wiertsema	KLEI	-12.06	17.61
MB004	M008	Wiertsema	KLEI	-12.53	17.64

Omschrijving	Volume gewicht nat [kN/m3]
Gemiddeld	15.5
Minimaal	10.9
Maximaal	18.0
Aantal labproeven	27.0

3.3.5 Verkeersbelasting

De vereiste verkeersbelasting vanuit *Leidraad Ontwerp Nieuwe Waterinfrastructuur* van AGV [R 9] is van toepassing. Voor het ontwerp is de verkeersbelasting uit Tabel 9 aangehouden. Dit zijn conservatieve waarden voor een onderhoudsvoertuig. De kering langs sportpark de Toekomst wordt ingericht als groene kering, waarbij voornamelijk wandelaars en fietsers gebruik maken van de kering. De verkeersbelasting is op de binnenzijde van de brede kruin (wandelpad) of op de binnenberm toegepast.

Tabel 9 Verkeersbelasting

Uitgangspunt	Waarde
Belasting	10 kN/m ²
Breedte	2,5m
Degree of consolidatie	50%
Spreiding klei	18,3°
Spreiding zand	26,6°

4 Geotechnische uitwerking ontwerpwijzigingen

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op de geotechnische uitwerking van de ontwerpwijzigingen. In de volgende paragrafen wordt ingegaan op:

- Opdrijf- en opbarstveiligheid.
- Macrostabieliteit binnenwaarts.

4.1 Opdrijf- en opbarstveiligheid

Opbarsten of opdrijven vindt plaats wanneer de deklaag geen voldoende tegenwerkend gewicht kan leveren ten opzichte van de stijghoogte (waterdruk) in het watervoerend pakket, waardoor de deklaag als het ware op kan barsten of kan opdrijven. Als er opbarsten aanwezig is zorgt dit weer voor een reductie van de sterkte in de deklaag wat weer invloed heeft op de veiligheid voor macrostabieliteit.

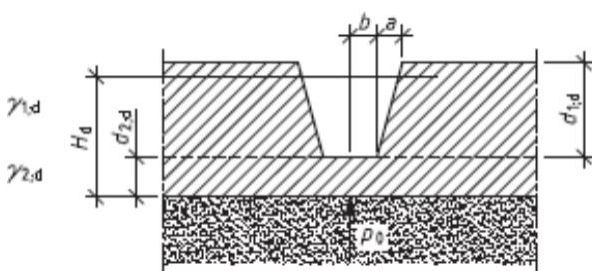
4.1.1 Rekenmethode beoordelen opdrijven / opbarsten volgens NEN9997-1+C2 [R 14]

De methode voor het beoordelen van piping is gebaseerd op de rekenmethode omschreven in hoofdstuk 10 van de NEN9997-1 C2 [R 14]. Deze paragraaf geeft een beknopte beschrijving van de methode.

De waterdruk in het watervoerend pakket is berekend met de conservatieve waarde voor de stijghoogte van NAP -3,0 m. Bij een sloot dragen de grondlagen aan weerszijden van de sloot bij tot een extra neerwaartse druk. Dit heeft een gunstig effect ten aanzien van de veiligheid tegen opbarsten. Voor de toetsing op opbarsten is uitgegaan van de meest maatgevende locatie in de teensloot. De toetsmethode is als volgt opgenomen in de toetsing:

Hierin geldt:

- | | | |
|------------------|--|----------------------|
| • $U_{z;d}$ | Is de rekenwaarde van de grondwaterdruk in de watervoerende laag. | [kN/m ²] |
| • d | Is de laagdikte in meters. | [m] |
| • $\gamma_{1;d}$ | Is de rekenwaarde van het volumiek gewicht van de grond van laag d1. | [kN/m ³] |
| • $\gamma_{2;d}$ | Is de rekenwaarde van het volumiek gewicht van de grondlaag d2. | [kN/m ³] |
| • f | Factor, waarbij de functie arctan moet zijn uitgedrukt in radialen. | [-] |
| • a | Is de breedte van de helling. | [m] |
| • b | Is de halve breedte van de bodem. | [m] |



Figuur 17 Opbarsten van de bodem in een watergang

Voor het gewicht van water in de teensloot (onderdeel van het weerstand biedend gewicht) is uitgegaan van het polderpeil. Voor de hoogte van de slootbodem is uitgegaan van de ingemeten 'harde bodem'.

4.1.2 Resultaat opdrijven/ opbarsten

Langs de teensloot zijn in totaal zeven sonderingen beschikbaar, zie Figuur 13. Voor elke sondering langs de teensloot is een opbarstberekening opgesteld. Er is ook gebruik gemaakt van de inmetingen van de teensloot om zo een goed mogelijke inschatting te krijgen van de diepte van de teensloot.

In de opbarstberekeningen is uitgegaan van een hoogte van de slootbodembodem van NAP -5,65 m. Deze hoogte is benodigd om de stabiliteit van met name de berm te waarborgen, zie paragraaf 0. Tevens is rekening gehouden met partiële factoren volgens de NEN9997-1+C2 [R 14], dit is voor gunstige belasting (neerwaarts) 0,9 (γ_G ;stb) en voor ongunstige belasting (opwaarts) 1,0 (γ_G ;dst). Dit is om eventuele onzekerheden in de opbarstberekeningen te verdisconteren. Ook is in de opbarstberekeningen uitgegaan van de hoogte van het huidige maaiveld NAP -4 m, in werkelijkheid wordt de insteek van de sloot verhoogd tot NAP -3,0 m, wat weer zorgt voor extra neerwaartse druk.

In Tabel 10 zijn de resultaten opgenomen van de opbarstberekeningen met een stijghoogte van NAP -3,0 m. Uit de resultaten blijkt dat er langs de gehele sloot geen opbarsten plaatsvindt.

In Bijlage A zijn de opbarstberekeningen opgenomen en in Bijlage B is het gebruikte grondonderzoek opgenomen.

Tabel 10 Resultaten opbarstberekeningen stijghoogte NAP -3,0 m

Sondering	Stijghoogte [m NAP]	Slootbodembodem [m NAP]	O,k, deklaag [m NAP]	Waterdruk (aandrijvend) [kN/m ²]	Gronddruk (weerstand) [kN/m ²]	Veiligheid	Opbarsten / opdrijven / geen opbarsten
9 ³	-3,0	-5,65	-9,7	65,7	69,4	1,06	Opdrijven
15 ³	-3,0	-5,65	-10,5	73,6	80,1	1,09	Opdrijven
20 ³	-3,0	-5,65	-10,8	76,5	87,8	1,15	Opdrijven
21 ³	-3,0	-5,65	-10,9	77,5	85,9	1,11	Opdrijven
26 ³	-3,0	-5,65	-10,0	68,7	74,7	1,09	Opdrijven
DKM370 ^{1,2}	-3,0	-5,65	-11,5	83,4	90,7	1,09	Opdrijven
DKM371 ²	-3,0	-5,65	-10,8	76,5	85,2	1,11	Opdrijven
HPT371 ²	-3,0	-5,65	-9,5	63,8	66,6	1,04	Opdrijven
9 ³ (zonder sloot)	-3,0	-4,0 (mv)	-9,7	65,7	80,7	1,23	Geen opdrijven/opbarsten

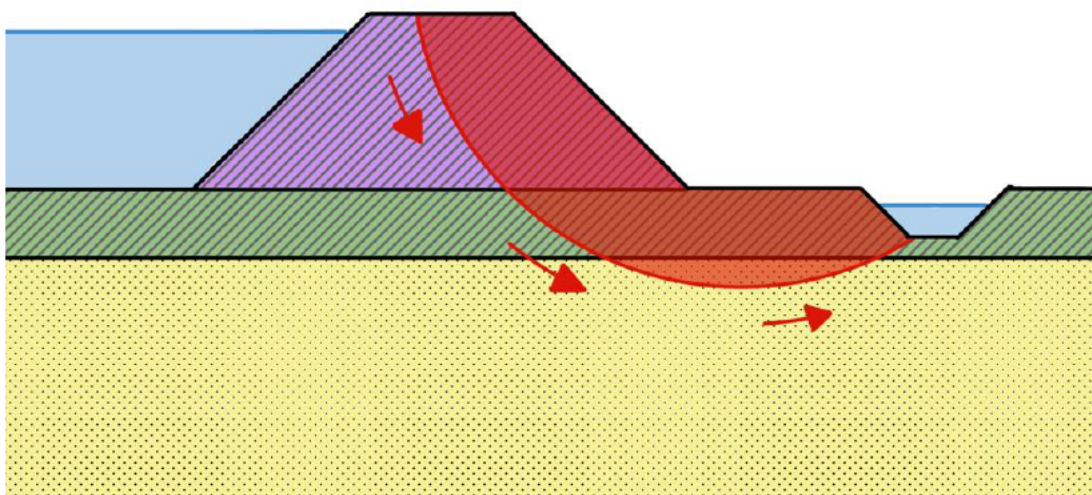
¹: Sondering gebruikt in het dijkverleggingsplan.

²: Grondonderzoek van Fugro [R 13].

³: Grondonderzoek van IFCO [R 12].

4.2 Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)

Er is sprake van macroinstabiliteit als grote delen van een grondmassief afschuiven langs recht of gebogen diepe schuifvlakken. De oorzaak van het afschuiven is het verlies van het evenwicht van een grondmassa. Dit evenwicht bestaat uit een aandrijvend moment (gewicht van de kade) en een tegenwerkend moment (wrijving langs het schuifvlak). Macrostabiliteit binnenwaarts wordt geïnitieerd als de buitenwaterstand stijgt en hierdoor ook de waterspanningen in de waterkering. De verhoogde waterspanning in de waterkering zorgt voor een verlaging van de schuifsterkte.



Figuur 18 Schets macrostabiliteit binnenwaarts STBI

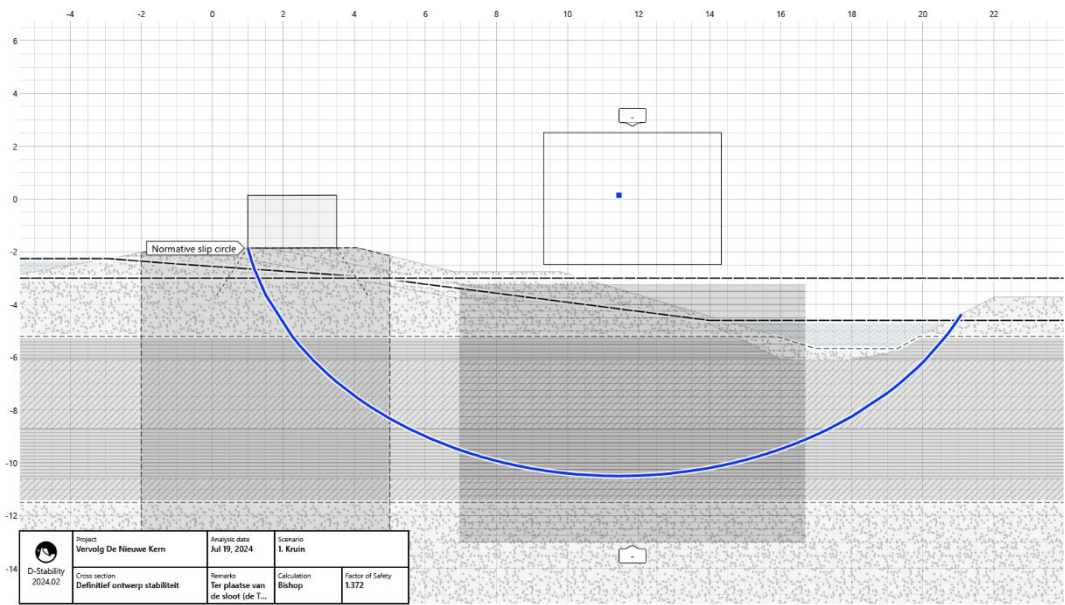
4.2.1 Resultaat macrostabiliteit binnenwaarts

De stabiliteitseis voor glijcirkelmodel Bishop is 1,08 en voor Uplift Van 1,03. Uit het resultaat van de stabiliteitsanalyses blijkt dat het nieuwe profiel van vrije ruimte met overdimensionering voor beide belastingsgevallen voldoet aan de stabiliteitseis. Om dit te bereiken is het nodig dat de sloot aan de dijkzijde wordt geherprofileerd naar een talud van minimaal 1:2,5 van insteek tot slootbodem en de slootbodem zelf moet naar een minimumniveau van NAP -5,65 m worden aangevuld. Bij een waterstand van NAP -4,6 m (polderpeil) wordt hiermee een waterdiepte van 1,05 m gerealiseerd.

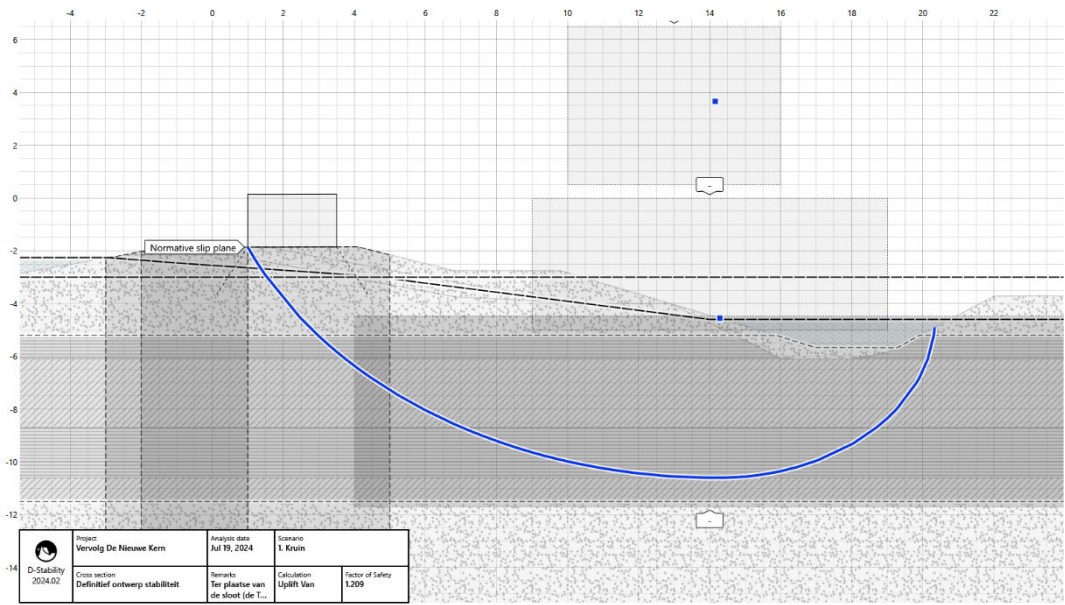
In Tabel 11 zijn de resultaten van de twee belastinggevallen opgenomen en in Figuur 19 tot Figuur 22 zijn de glijcirkelanalyses weergegeven.

Tabel 11 Resultaten stabiliteitsanalyses macrostabiliteit binnenwaarts, ontwerp

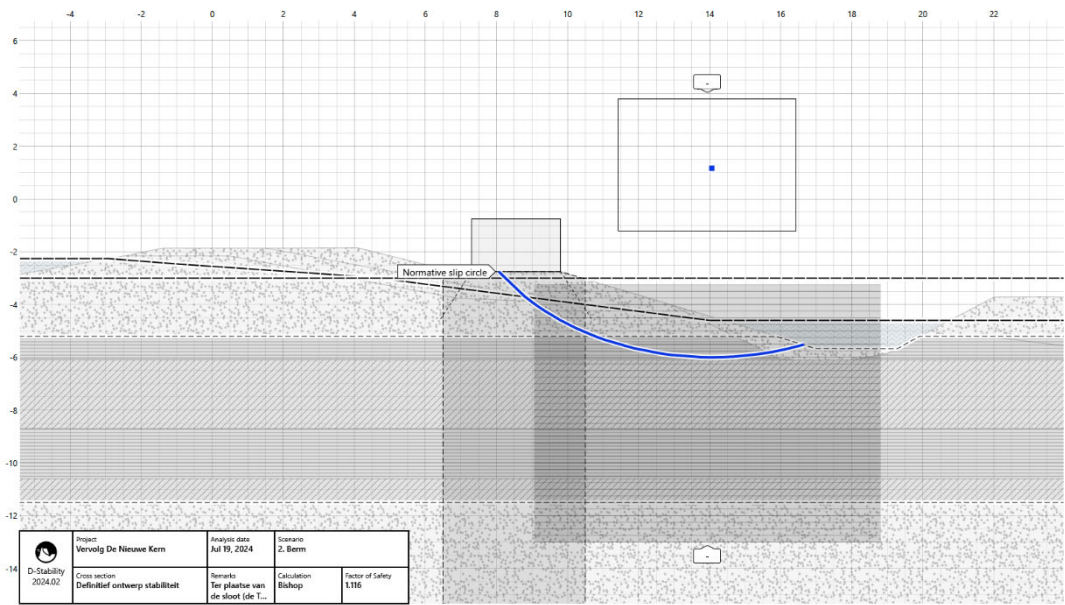
Nr,	Toelichting	S,F, B [eis = 1,08]	S,F, UV [eis = 1,03]	Oordeel
1	Profiel van vrije ruimte met overdimensionering, verkeersbelasting op kruin, insteek sloot 1:2,5 en bodem sloot op NAP -5,65 m,	1,37	1,21	Voldoet
2	Profiel van vrije ruimte met overdimensionering, verkeersbelasting op berm, insteek sloot 1:2,5 en bodem sloot op NAP -5,65 m,	1,12	1,08	Voldoet



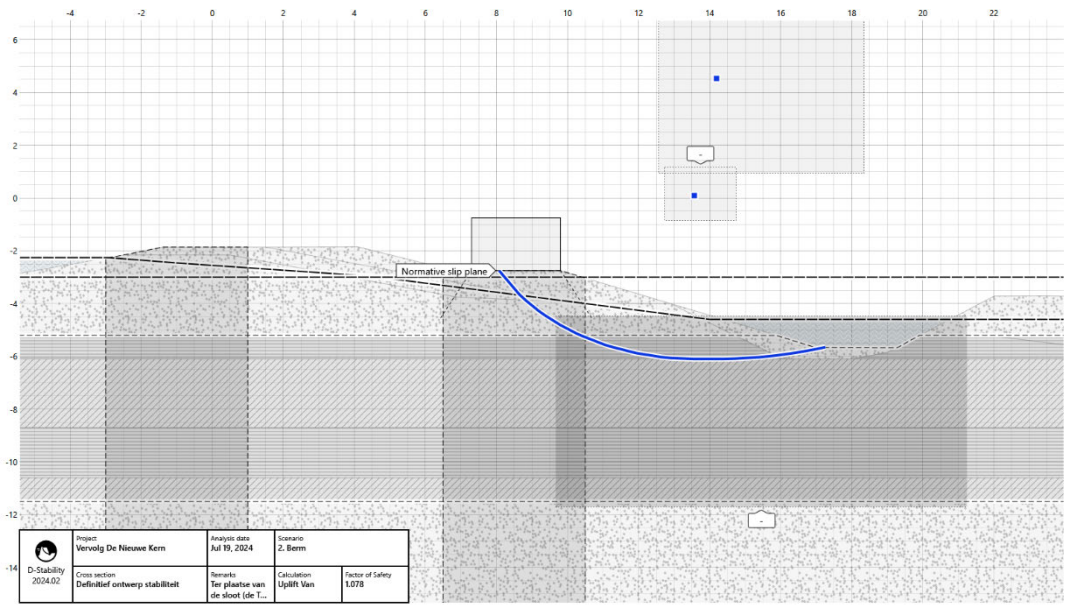
Figuur 19 Resultaat stabiliteitsanalyse verkeersbelasting op de kruin (Bishop)



Figuur 20 Resultaat stabiliteitsanalyse verkeersbelasting op de kruin (Uplift Van)



Figuur 21 Resultaat stabiliteitsanalyse verkeersbelasting op de berm (Bishop)



Figuur 22 Resultaat stabiliteitsanalyse verkeersbelasting op de berm (Uplift Van)

4.2.2 Gevoeligheidsberekening lichte klei

In een gevoeligheidsberekening is gecontroleerd wat het effect is, wanneer in de bovenste kleilaag tussen circa NAP -6 m en NAP -8,5 m wordt gerekend met de lagere sterkteparameters van grondsoort ‘klei, licht’.

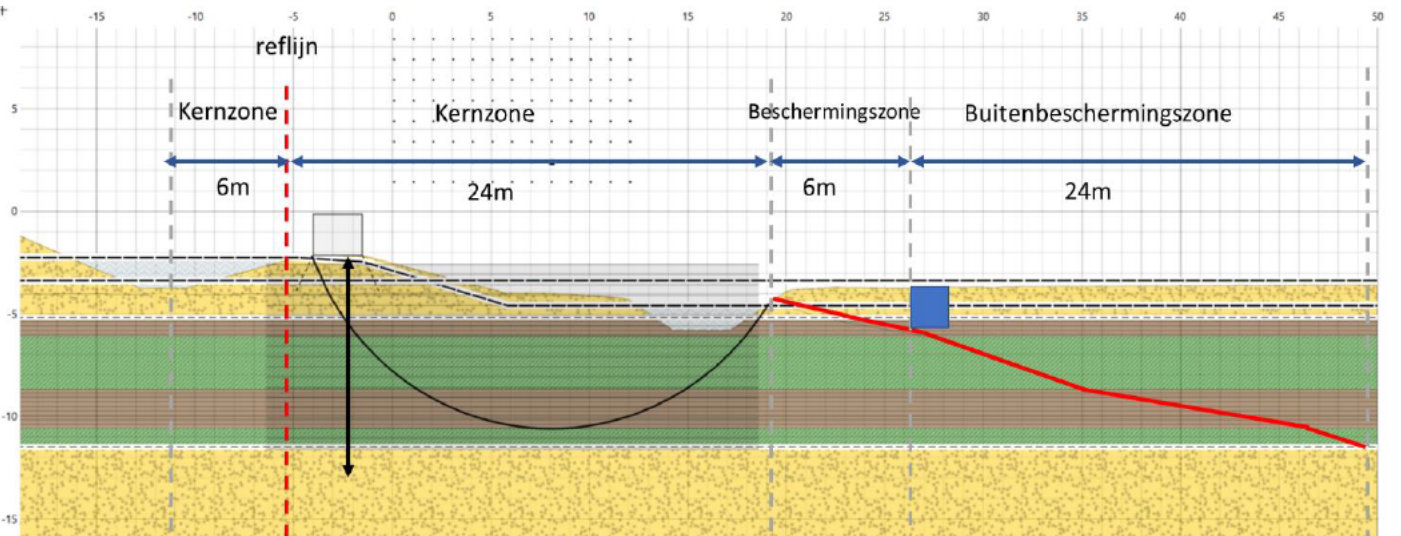
In Tabel 12 zijn de resultaten weergegeven van de berekening met lichte klei. Hierin is te zien dat de stabiliteitsfactor afneemt voor het belastinggeval met verkeersbelasting op de kruin. Hier lopen de glijcirkels namelijk door de diepere grondlagen, waardoor deze door de lichte klei gaan. Bij verkeersbelasting op de berm blijft de glijcirkel oppervlakkig boven de kleilaag en is er geen invloed van de lichte klei. In alle gevallen wordt nog steeds aan de stabiliteitseis voldaan.

Tabel 12 Resultaten stabiliteitsanalyses macrostabiliteit binnenwaarts, gevoeligheidsberekening lichte klei

Nr,	Toelichting	S,F, B [eis = 1,08]	S,F, UV [eis = 1,03]	Oordeel
3	Profiel van vrije ruimte met overdimensionering, verkeersbelasting op kruin, insteek sloot 1:2,5 en bodem sloot op NAP -5,65 m,	1,21	1,06	Voldoet
4	Profiel van vrije ruimte met overdimensionering, verkeersbelasting op berm, insteek sloot 1:2,5 en bodem sloot op NAP -5,65 m,	1,12	1,09	Voldoet

4.3 Zonering

In het voorontwerp is de leggerzonering bepaald conform de handleiding berekenen leggerprofielen van het waterschap [R 16]. Zie Figuur 23. De binnendijkse beschermingszone en buitenbeschermingszone zijn afhankelijk van het uittredepunt van de maatgevende glijcirkel. In de uitwerking van het ontwerp blijft het uittredepunt op dezelfde locatie aan de overzijde van de teensloot. De binnendijkse beschermingszone en buitenbeschermingszone blijven daarmee ongewijzigd. De begrenzing van de kernzone aan de buitenzijde blijft eveneens ongewijzigd, aangezien de referentielijn (buitenkruin) bij de uitwerking nagenoeg op dezelfde plek is gebleven.



Figuur 23: Berekende leggerzonering uit het dijkverleggingsplan.

4.4 Niet waterkerende objecten

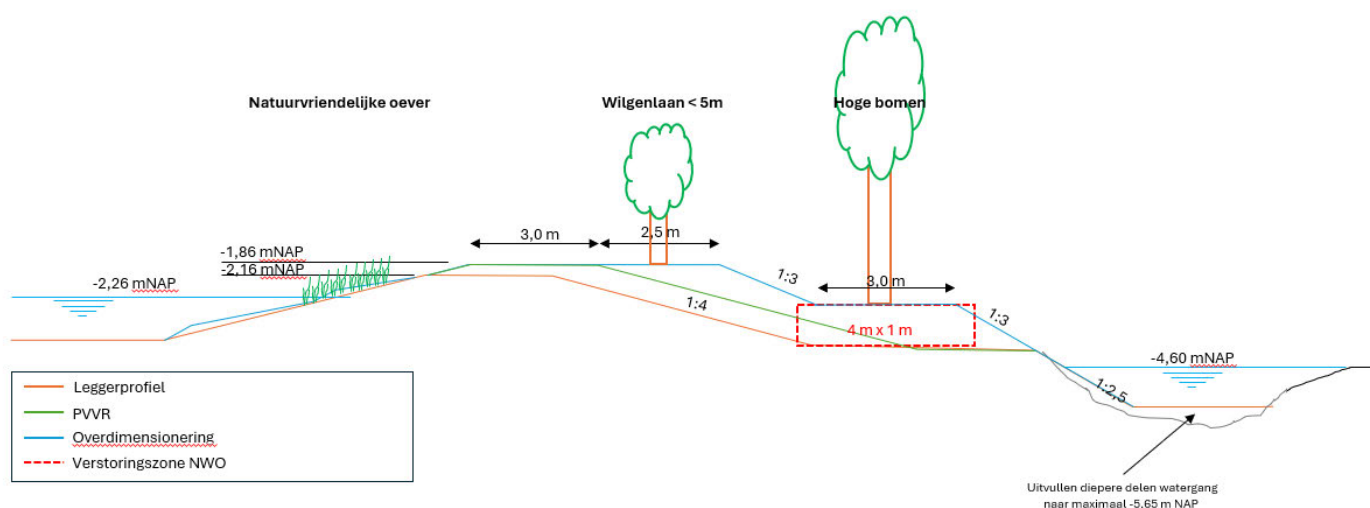
4.4.1 Begroeiing op de waterkering

4.4.1.1 Locatie in dwarsprofiel

In het ontwerp van de dijk is overdimensionering aangebracht boven op het profiel van vrije ruimte om ruimte te bieden aan begroeiing. Bomen worden gezien als niet-waterkerend object (NWO) en dienen, inclusief verstoringszone buiten het leggerprofiel te blijven. Zie Figuur 24.

Op de brede kruin is een wilgentaan voorzien. Wilgen hebben vanwege hun cultuurvorm een beperkte hoogte (< 5m) en als NWO een verwaarloosbare invloed op de waterveiligheid.

De berm aan de binnenzijde is zodanig hoog aangelegd dat er ruimte is voor hogere bomen, waarvan de verstoringszone (4 m x 1 m) buiten het leggerprofiel blijft.



Figuur 24: dwarsprofiel indeling NWO's

4.4.1.2 Invloed windbelasting op stabiliteit

Bij de aanwezigheid van een boom op de dijk moet rekening worden gehouden met extra belastingen als gevolg van de invloed van eigengewicht van de boom en windbelasting op de boom op het aandrijvend moment.

In Bijlage 6 van de *Leidraad Toetsen Op Veiligheid Regionale Waterkeringen* [R 6] is een methodiek uitgewerkt voor de modellering van belastingen van bomen en de invloed hiervan op de stabiliteit. De windbelasting wordt via de kluit als bovenbelasting aan één zijde van de boom gemodelleerd, afhankelijk van de windrichting.

In de voorbeeldberekening in Bijlage 6, hierna genoemd de "STOWA boom", worden de volgende rekenwaarden voorgesteld:

• Fwind	Kracht op aangrijpingspunt	4,0 kN/m
• Ywind	Hoogte aangrijpingspunt boven maaiveld	6,5 m
• Dkluit	Diameter stabiliteitskluit	4,0 m
• d	Angle of distribution	30,0 graden
• Feigen	Kracht t.g.v. eigengewicht	4,7 kN/m

Deze krachten gaan uit van een boomhoogte van 10 m, met een stamdiameter van 0,6 m en windkracht 8 (21 m/s). Dit is conservatief ten opzichte van de krachten die zullen optreden bij de voorziene meerstammige elzen met een maximale boomhoogte van 8 m en een hoogte-breedte verhouding van 1:3. Het kroonoppervlak van de STOWA boom

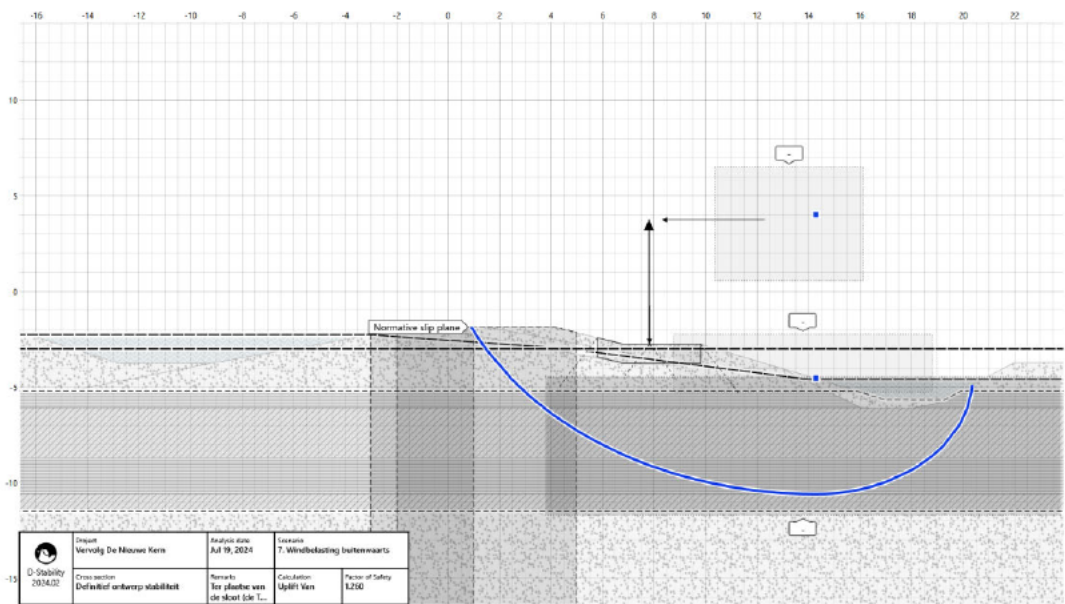
is met 38,5 m² ongeveer een factor 2 groter dan wat van de meerstammige elzen kan worden verwacht. Echter, omdat de methodiek niet verder is uitgewerkt voor dit soort variaties in stammen en kroonvormen, zijn de krachten behorend bij de STOWA boom in de berekeningen aangehouden.

De verkeersbelasting is daarbij buiten beschouwing gelaten. Het uitgangspunt is namelijk dat er geen onderhoudsvoertuigen op de dijk rijden tijdens zware stormen.

In Tabel 13 zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven. Hierin is te zien dat het effect van de belasting van een boom op de berm minimaal is.

Tabel 13 Resultaten stabiliteitsanalyses macrostabiliteit binnenwaarts, windbelasting op boom

Nr,	Toelichting	S,F, B [eis = 1,08]	S,F, UV [eis = 1,03]	Oordeel
1	Referentie berekening: verkeersbelasting op kruin	1,37	1,34	Voldoet
5	Referentie berekening: geen verkeersbelasting op kruin	1,46	1,27	Voldoet
6	Geen verkeersbelasting op kruin, boom op berm, windbelasting binnenwaarts gericht	1,48	1,28	Voldoet
7	Geen verkeersbelasting op kruin, boom op berm, windbelasting buitenwaarts gericht	1,44	1,26	Voldoet



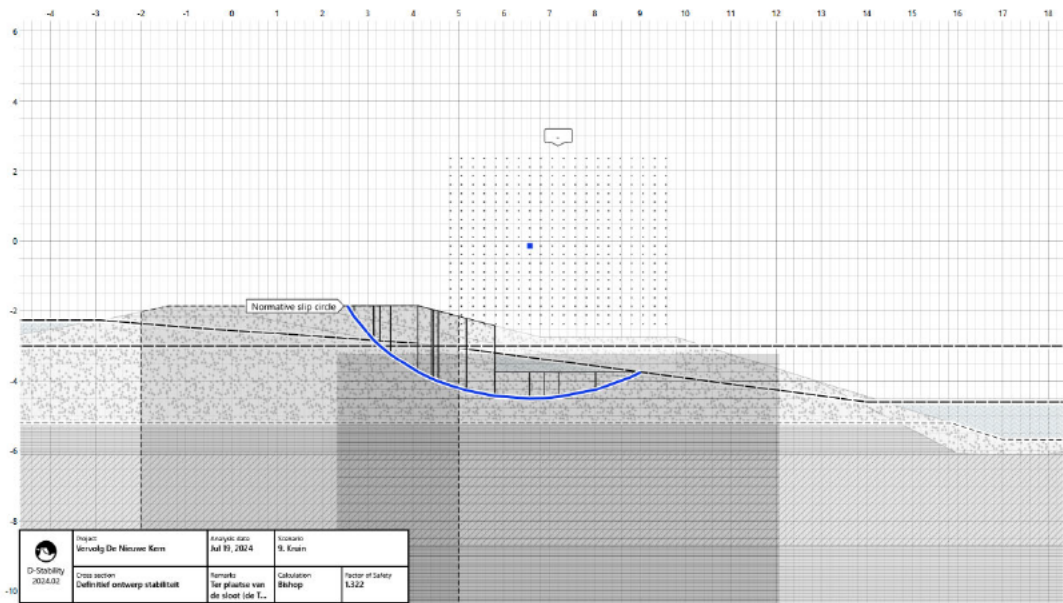
Figuur 25 Resultaat stabiliteitsanalyse met windbelasting buitenwaarts gericht, Uplift Van

4.4.1.3 Invloed ontgrondingskuil op stabiliteit

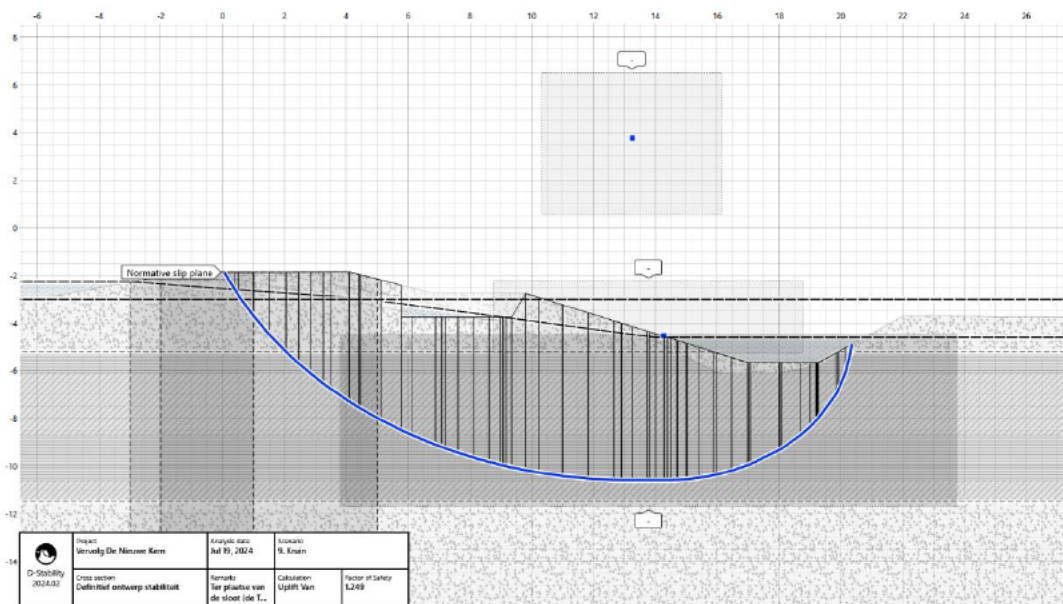
Tevens is er gecontroleerd of de ontgrondingskuil bij windworp van een boom invloed heeft op de stabiliteit van de dijk. Uit de resultaten van de analyse blijkt dat een ontgrondingskuil van 4 m breed en 1 m diep geen negatieve invloed heeft op de stabiliteit van de dijk. De resultaten van de stabiliteitsanalyses zijn opgenomen in Tabel 14, Figuur 26 en Figuur 27.

Tabel 14 Resultaat stabiliteitsanalyses met ontgrondingskuil

Nr	Toelichting	S,F, B [eis = 1,08]	S,F, UV [eis = 1,03]	Oordeel
9	Profiel van vrije ruimte met overdimensionering, verkeersbelasting op kruin, insteek sloot 1:2,5 en bodem sloot op NAP -5,65 m, met ontgrondingskuil op de berm in verband met NWO.	1,32	1,25	Voldoet



Figuur 26 Resultaat stabiliteitsanalyse met ontgrondingskuil, Bishop

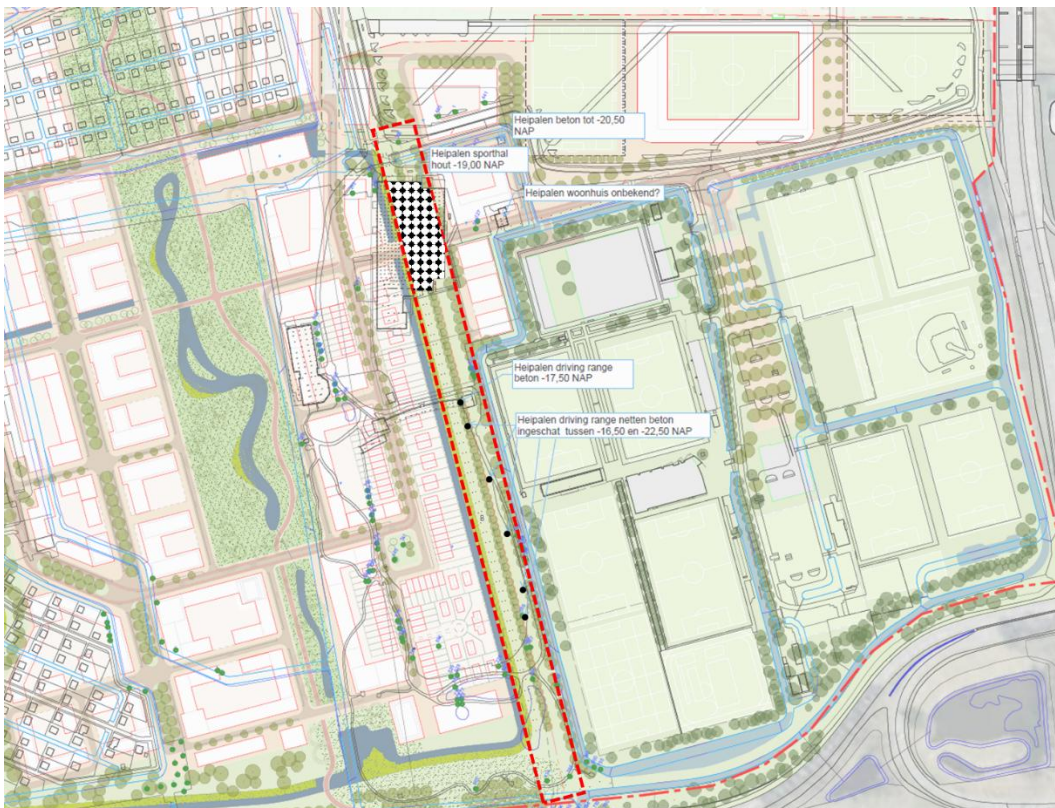


Figuur 27 Resultaat stabiliteitsanalyse met ontgrondingskuil, Uplift Van

4.4.2 Funderingsresten

In het dijktracé zijn funderingsresten aanwezig van de gebouwen van het sport- en evenemententerrein Borchland en voormalige driving range van de golfbaan. Het betreft funderingspalen. De locatie van deze funderingspalen is weergegeven in Figuur 28. Informatie over de lengte en type palen is verkregen van bij de gemeente.

De palen zijn ruim 1 m onder het bestaande maaiveld afgebroken. In overleg met het waterschap kunnen deze funderingspalen onder het dijklichaam blijven zitten. Het verwijderen leidt namelijk tot verstoring van de ondergrond en waterspanningen. De locaties van de funderingspalen zijn ingemeten en worden vastgelegd op tekening, zodat de aanwezigheid hiervan onder het toekomstig dijklichaam bekend blijft.



Figuur 28: situatietekening funderingspalen in dijktracé met DNK Masterplan als ondergrond.

5 Conclusie

Het ontwerpprofiel van de dijkverlegging is verder uitwerkt, waarbij op basis van nieuwe metingen en peilbuisgegevens geen rekening meer hoeft te worden gehouden met opbarsten van de slootbodem aan de binnenzijde.

Daarnaast is er boven op het profiel van vrije ruimte een overdimensionering toegepast in de vorm van een brede kruin en een hoge berm. Hierdoor is er ruimte voor het plaatsen van begroeiing buiten het leggerprofiel.

De stabiliteit van het nieuwe ontwerpprofiel voldoet aan de gestelde eisen. Hiervoor is het nodig dat de sloot aan de binnendijkse zijde wordt geherprofileerd naar minimaal een 1:2,5 talud en de slootbodem moet zelf naar een minimum niveau van NAP -5,65 m worden aangevuld. Bij een waterstand van NAP -4,6 m wordt hiermee een waterdiepte van 1,05 m gerealiseerd.

Met het gewijzigde ontwerpprofiel blijft begroeiing inclusief verstoringzone buiten het leggerprofiel. Het resulterend ontwerpprofiel is gecontroleerd op de invloed van extra belastingen als gevolg van de begroeiing. Daarnaast is een gevoeligheidsberekening uitgevoerd op de keuze van sterkteparameters van de klei in de ondergrond.

Onder het dijktracé zijn funderingsresten aanwezig. Het betreft funderingspalen en deze hoeven niet te worden verwijderd. De locaties en typen worden vastgesteld.

De zoneringen zoals bepaald op basis van het voorontwerp blijven ongewijzigd.

6 Referenties

- [R 1] *Dijkverleggingsplan De Nieuwe Kern*, Arcadis, Gemeente Ouder-Amstel, 5 september 2023.
- [R 2] *Dijkverleggingsplan De Nieuwe Kern, inclusief ontwerputwerking 2024*, Arcadis, Waterschap Amstel, Gooi en Vecht, november 2025.
- [R 3] *Vaststellen bestemmingsplan Dijkverlegging de Nieuwe Kern Ouder Amstel*, Gemeente Ouder-Amstel, 28 maart 2024.
- [R 4] *Ontwerprapportage DO en UO Dijkverlegging De Nieuwe Kern*, Arcadis, oktober 2024.
- [R 5] *Waterstructuurplan DNK*, Arcadis
- [R 6] *Leidraad Veiligheid Toetsen Regionale Waterkeringen*, STOWA, 2015.
- [R 7] *Schematiseringsfactor*, Waterschap Amstel, Gooi en Vecht, 4 december 2023.
- [R 8] *Regionale Proevenverzameling Sterkteparameters van de ondergrond AGV-gebied*, Waterschap Amstel, Gooi en Vecht, oktober 2019.
- [R 9] *Leidraad Ontwerp Nieuwe Waterinfrastructuur*, Waterschap Amstel, Gooi en Vecht, 22 mei 2019.
- [R 10] *Zettingsadvies Tauw*, Tauw, 12 juli 2017.
- [R 11] *Memo whh maatregelen 1e fase BRM Borchland perceel_v3,0 opm KTO*, Arcadis, 14 juni 2023.
- [R 12] *DO Rapport Bouwrijp maken*, IFCO, 25 oktober 2023.
- [R 13] *Geotechnisch- en laboratoriumonderzoek De Nieuwe Kern civieltechnische studie*, Fugro, 26 juni 2018.
- [R 14] *NEN9997+C2 - Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels*, NEN, november 2017.
- [R 15] *Geotechnisch laboratoriumonderzoek Borchland te Amsterdam*, Geolab Wiertsema, 23 september 2024.
- [R 16] *Handleiding berekenen leggerprofielen dijken volgens de Keur, rapportnummer 19.017172*, Waterschap Amstel, Gooi en Vecht, versie 4, 8 maart 2019.

Bijlage A – Opbarstberekeningen

Deze documenten zijn separaat opgenomen.

Bijlage B – Gebruikt grondonderzoek voor geotechnische analyses

Deze documenten zijn separaat opgenomen.

Bijlage C – Aanvullend grondonderzoek

Deze documenten zijn separaat opgenomen.

Bijlage D – Stabiliteitsanalyses

De stabiliteitsanalyses zijn separaat opgenomen.

Over Arcadis

Arcadis is dé wereldwijde partner die vooraan staat bij de meest impactvolle projecten van onze tijd. We helpen onze klanten duurzame keuzes te maken via de combinatie van digitale innovatie, expertise en toekomstgerichte vaardigheden in onder meer milieu, energie, water, gebouwen, transport en infrastructuur. Wij zetten die extra stap om onze klanten op maat gemaakte oplossingen te bieden voor ontwerp, engineering en advies. Door data-gedreven inzichten in te zetten geven we de natuurlijke en gebouwde omgeving samen vorm. Met meer dan 35.000 mensen bundelen we wereldwijde expertise en pakken we samen uitdagingen als klimaat, betaalbare energie en leefbare steden aan. We verbeteren de levenskwaliteit door onze aanwezigheid in meer dan 30 landen. In 2024 behaalden we een bruto-omzet van €5,0 miljard.

www.arcadis.com

Arcadis Nederland B.V.

Nieuwe Steen 3
1625 HV Hoorn
Nederland

T +31 (0)88 4261 261

Arcadis. Improving quality of life

Volg ons op

[Arcadis](#)