

ONDERWERP

Cortenoever beoordeling zomerkade / grondwatereffect

PROJECTNUMMER

C03081.000406.0100

DATUM

17 mei 2019

ONZE REFERENTIE

083898895 A

VAN

Wilco Klutman

Rianne Oudkerk

AAN

Koen Akkers (Rijkswaterstaat)

Kees Buddingh (Provincie Gelderland)

Inleiding

De kronkelwaarden bij Cortenoever worden heringericht waarbij een aantal bestaande kronkelwaardgeulen worden uitgediept. Om inzicht te krijgen in de vergunbaarheid van de werkzaamheden is inzicht nodig van het effect van deze uitdieping op de stabiliteit van de zomerkade, het effect op de freatische grondwaterstanden (in de deklaag) aan de binnendijkse kant van de zomerkade en de stijghoogtes in het watervoerende pakket (onder de deklaag).

In deze memo presenteren we de resultaten van de geohydrologische effectstudie en de beoordeling van de stabiliteit van de zomerkade. We beginnen samenvattend met de conclusies. Daarna beschrijven we eerst de aanpassingen aan het bestaande grondwatermodel, gevolgd door de resultaten van de grondwaterberekening. We sluiten af met de beoordeling van de stabiliteit van de zomerkade.

Conclusies

Op basis van de resultaten concluderen we het volgende:

Geohydrologische effectstudie

Het uitdiepen van de kronkelwaarden leidt tot de volgende geohydrologische effecten:

- In een gemiddelde wintersituatie is er geen effect op de freatische grondwaterstanden;
- Bij een hoogwatersituatie met een herhalingstijd van 25 jaar ($T=25$) is er een maximaal effect op de freatische grondwaterstanden achter de zomerkade van 10 cm;
- De stijghoogte in het watervoerend pakket dalen maximaal 15 cm bij een gemiddelde wintersituatie;
- De stijghoogte in het watervoerend pakket stijgen maximaal 30 cm bij een $T=25$ hoogwatersituatie.

Deze veranderingen van de grondwaterstand of stijghoogte hebben geen ontoelaatbaar effect op de aanwezige gebruiksfuncties landbouw en wonen.

Beoordeling stabiliteit zomerkade

- De beperkte toename in de stijghoogte in het watervoerende pakket leveren geen risico op voor de macrostabiliteit van de waterkering.
- Er wordt voldaan aan het pipingcriterium. Dit oordeel wordt niet beïnvloed door de geplande ontgravingen. De aanwezige kwelweglengtes bedragen conform het grondmechanisch onderzoek van Grontmij¹ tussen de 41 tot 54 m. Van deze totale lengte komt 20 tot 28 m uit het voorland. De ontgravingen vinden op grotere afstand plaats.

¹ Brummensebandijk Dp110 – Dp176, Grondmechanisch onderzoek (Deel 1), Grontmij, 2 april 2003.

Optimalisatie grondwatermodel

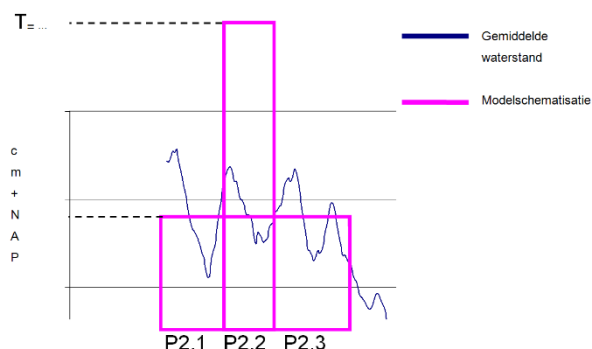
Gegevensbronnen

Voor de geohydrologische modelstudie is gebruik gemaakt van de volgende gegevensbronnen:

- Het grondwatermodel dat is ontwikkeld in 2012 voor het Ruimte voor de Rivier-project 'Cortenoever Voorsterklei';
- Boorbeschrijving opgesteld door Ortago in oktober 2018;
- Lokaal gemonitorde grondwaterstanden (peilbuizen) uit het meetnet Cortenoever en DINOLoket;
- Ontgravingslocaties aangeleverd door de provincie Gelderland;
- Luchtfoto uit 2018.

Achtergrond grondwatermodel

Het beschikbare grondwatermodel is een quasi niet-stationair model. Dit betekent dat het model binnen vastgestelde perioden rekent, waarbij binnen iedere periode de hydrologische randvoorwaarden niet veranderen. Met andere woorden; de natuurlijke fluctuatie van hydrologische randvoorwaarden als het rivierpeil wordt vereenvoudigd tot enkele vastgestelde perioden. In Figuur 1 en Tabel 1 is dit schematisch weergegeven. Hierin is te zien dat de hoogwatergebeurtenis is opgebouwd uit drie verschillende perioden, die gezamenlijk de gehele hoogwatergebeurtenis vormen.



Figuur 1 | Schematisatie hoogwatergebeurtenis

Tabel 1 | Hoogwatergebeurtenis

Gebeurtenis	Periode 1	Periode 2	Periode 3
Extreem hoogwater	Gemiddelde winter Duur = 50 dagen Peil = ca. NAP +5,6 m	Hoogwatergolf (T=25) Duur = 25 dagen Peil = ca. NAP +8,7 m	Gemiddelde winter Duur = 11 dagen Peil = ca. NAP +5,6 m

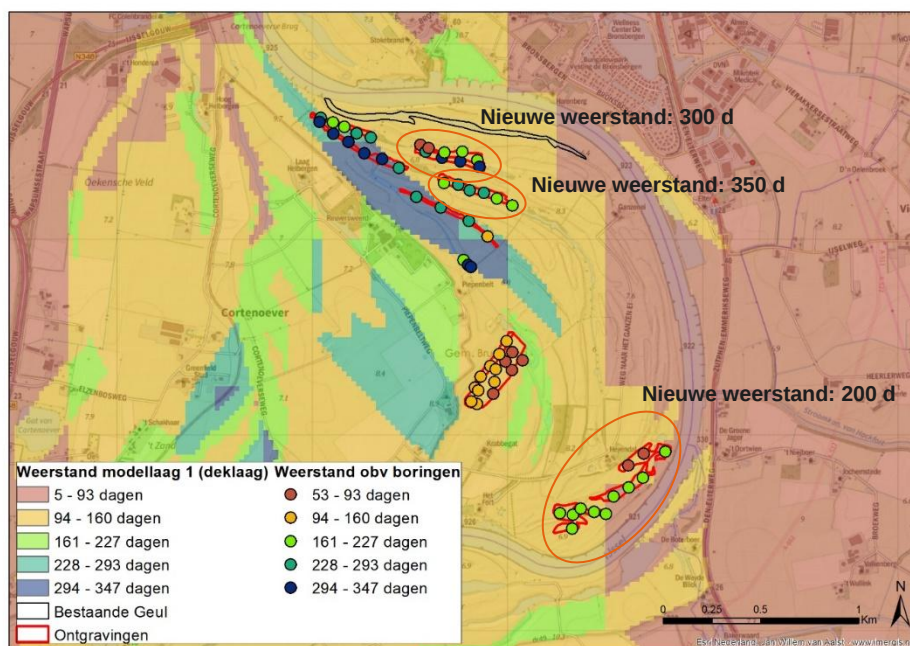
Modelaanpassingen

Het beschikbare grondwatermodel ("referentiemodel") is bijgewerkt voor de huidige situatie ("basismodel") waarbij de volgende aanpassingen zijn doorgevoerd:

- Bijwerken van de deklaagweerstand op basis van de recent genomen boringen in de uiterwaarden;
- Implementeren van de reeds aangelegde geul in het noorden parallel aan de IJssel;
- Aanpassen van de hoogwatergolf waarbij de hoogwatergeul achter de zomerdijk niet meestroomt.

Deklaagweerstand

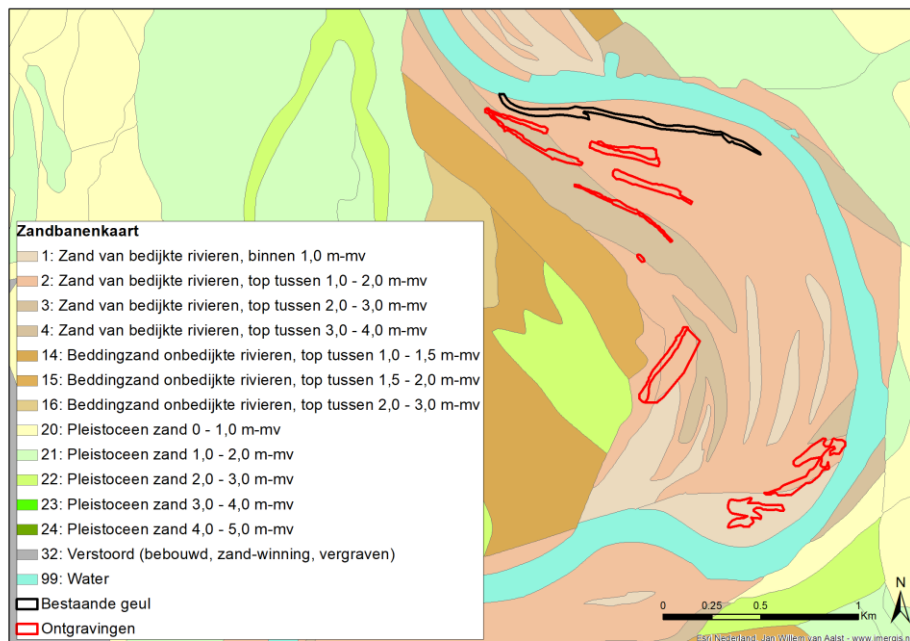
Voor het bijwerken van de deklaagweerstand is de weerstand uit modellaag 1 van het grondwatermodel (deklaag) vergeleken met de weerstand verkregen uit de boringen. In Figuur 2 zijn de resultaten weergegeven. Met name binnen de omcirkelde delen hebben de boringen aangetoond dat de deklaag dikker is dan in het grondwatermodel is opgenomen. In het grondwatermodel zijn op deze ontgravingslocaties de deklaagdiktes aangepast naar de grootste deklaagdikte die in de boringen binnen de betreffende ontgraving is aangetroffen om zo een worst case effect in beeld te krijgen (bij een maximaal verschil van de deklaagdikte is het effect van de afgraving het grootst). De nieuwe weerstanden die hiervoor zijn aangenomen zijn in Figuur 2 weergegeven. Door de heterogeniteit van de dikte van de deklaag zijn alleen de weerstanden aangepast ter plaatse van de ontgravingslocaties, daar waar op basis van de boringen de dikte van de deklaag bekend is.



Figuur 2 | Vergelijking tussen de weerstanden in het grondwatermodel en de weerstanden bepaald op basis van de boringen.

Bestaande geul

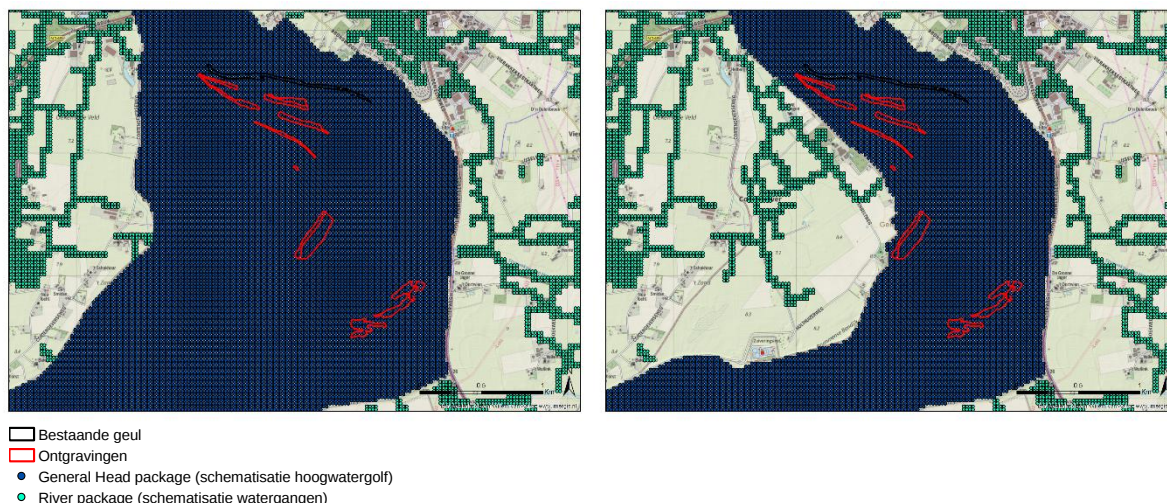
Voor de reeds aangelegde geul is aangenomen dat deze de deklaag geheel doorsnijdt. Hiervoor is gebruik gemaakt van de zandbanenkaart (Figuur 3). Uit de zandbanenkaart blijkt dat de deklaag ter plaatse van de geul 1 tot 2 meter dik is. Aangenomen is dat de geul een vergelijkbare diepte heeft en daardoor de deklaag doorsnijdt. De reeds aangelegde geul is opgenomen in het grondwatermodel door de deklaagweerstand geheel te verwijderen en de minimale weerstand van 5 dagen toe te kennen (gelijke aanpak als destijds in het Ruimte voor de Rivier-project).



Figuur 3 | Zandbanenkaart (Zand in banen, 2010).

Hoogwatergolf

De uiterwaarden Cortenoever en Voorsterklei (achter de zomerkade) overstromen vanaf een extreme hoogwatergebeurtenis met een herhalingsjijd van 25 jaar. In de hoogwatersituatie van het referentiemodel (modelperiode 2) is dit ook zo geschematiseerd. Het maximale effect als gevolg van de ontgravingen treedt op wanneer de waterstand op de IJssel op zijn hoogste punt staat zonder de meestromende uiterwaarden achter de zomerkade (herhalingsjijd van 24,99 jaar). De hoogwatergolf is daarom in het basismodel voor de hoogwatersituatie zo aangepast dat alleen de uiterwaarden voor de zomerkade overstromen. De waterstanden zijn hierbij wel gelijk gebleven aan de waterstanden in het referentiemodel. Daarnaast zijn de watergangen achter de zomerkade weer teruggebracht in het model. In Figuur 4 zijn de aanpassingen weergegeven.



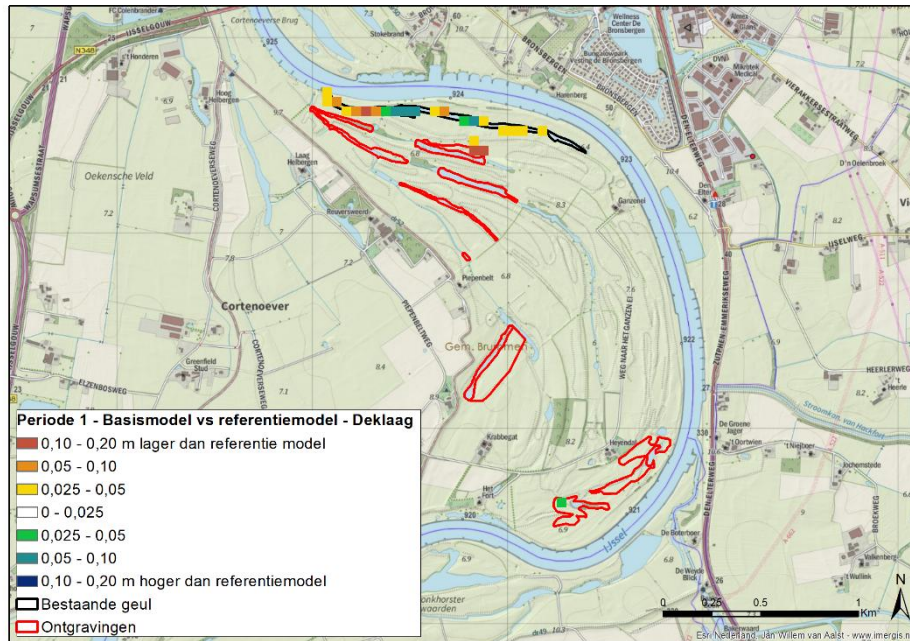
Figuur 4 | Schematisatie hoogwatergolf (modelperiode 2), met links de situatie wanneer het gebied achter de zomerkade meestroomt (referentiemodel) en rechts de situatie wanneer alleen het gebied voor de zomerkade meestroomt (basismodel).

Validatie geoptimaliseerd grondwatermodel

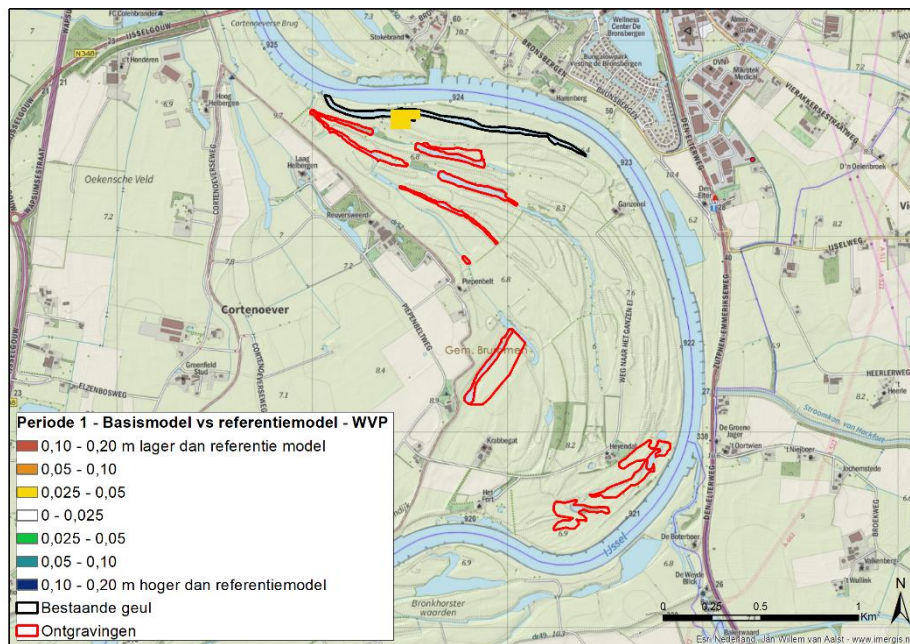
Het referentiemodel is in 2012 uitvoerig gevalideerd en beoordeeld op systeemeigenschappen zoals de respons op een hoogwatergebeurtenis. Voor de modelaanpassingen in het basismodel is het uitgangspunt gehanteerd dat de doorgevoerde aanpassingen aan het bestaande model niet leiden tot een verandering van de betrouwbaarheid van het grondwatermodel. De verandering van de berekende grondwaterstanden mogen daarom niet significant (> 5 cm) verschillen van de oorspronkelijk berekende gemiddelde grondwaterstand.

In Figuur 5 en Figuur 6 is het verschil weergegeven tussen het referentiemodel en het basismodel voor de freatische grondwaterstanden (in de deklaag) en de stijghoogten in het watervoerende pakket (onder de deklaag). Hierin is te zien dat de aanpassingen in het basismodel tot minimale effecten op de grondwaterstanden hebben geleid. Alleen zeer lokaal, daar waar deklaagweerstand is aangepast en een effect wordt verwacht, hebben de aanpassingen een effect van maximaal 20 cm in het freatische pakket en 5 cm in het watervoerende pakket. De aanpassingen in basismodel hebben daardoor niet geleid tot andere validatieresultaten (geen effect ter plaatse van de meetpunten) en een verandering in de betrouwbaarheid van het grondwatermodel.

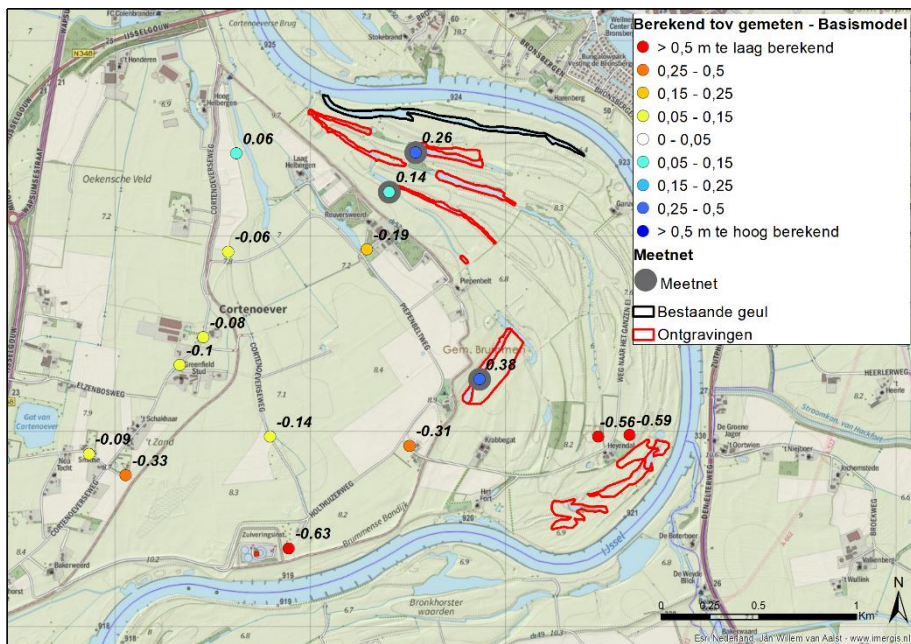
In Figuur 7 is het validatieresultaat weergegeven. Hiervoor is de gemiddeld hoogste grondwaterstand (GHG) bepaald op basis van de peilbuizen in het gebied en vergeleken met de berekende freatische grondwaterstanden (in de deklaag). Uit de validatieresultaten is af te leiden dat de grondwaterstanden achter de zomerkade te laag worden berekend waarbij de afwijking gemiddeld tussen de 0,05 en de 0,25 m ligt. De grootste afwijkingen worden berekend in het voorland van de zomerkade en op locaties dichtbij de IJssel waarbij sommige delen te hoog en sommige delen te laag worden berekend. In de studie van 2012 is geen validatie uitgevoerd voor deze delen van de uiterwaarden. De afwijkingen in de uiterwaarden zijn echter goed te verklaren door de zeer heterogene dikte en samenstelling van de deklaag die lokaal voor grote verschillen zorgen. De vereenvoudiging van de deklaag leidt echter niet tot een minder betrouwbare inschatting van de effecten. Zoals aangegeven is het model uitvoerig beoordeeld op het hoogwatergebeurtenissen waardoor het model betrouwbaar wordt geacht voor de onderliggende effectenstudie.



Figuur 5 | Verschil berekende freatische grondwaterstanden tussen basismodel en referentiemodel.



Figuur 6 | Verschil berekende stijghoogten in het watervoerende pakket tussen basismodel en referentiemodel.

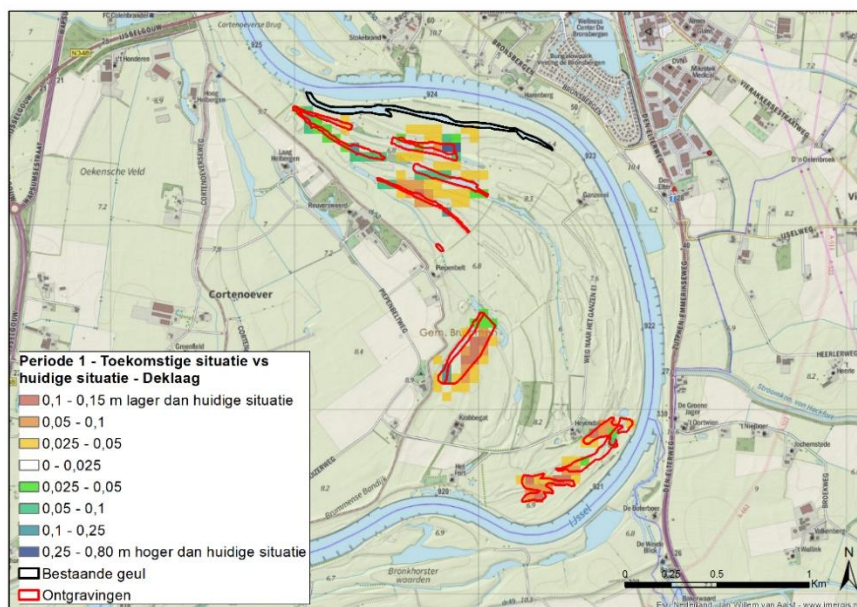


Figuur 7 | Verschil berekend en gemeten freatische grondwaterwaterstanden in het basismodel voor de gemiddelde wintersituatie. De peilbuislocaties uit het meetnet zijn weergegeven met een grijze bol. Voor de gegevens van de overige peilbuislocaties is gebruik gemaakt van DINOLoket (www.dinoloket.nl).

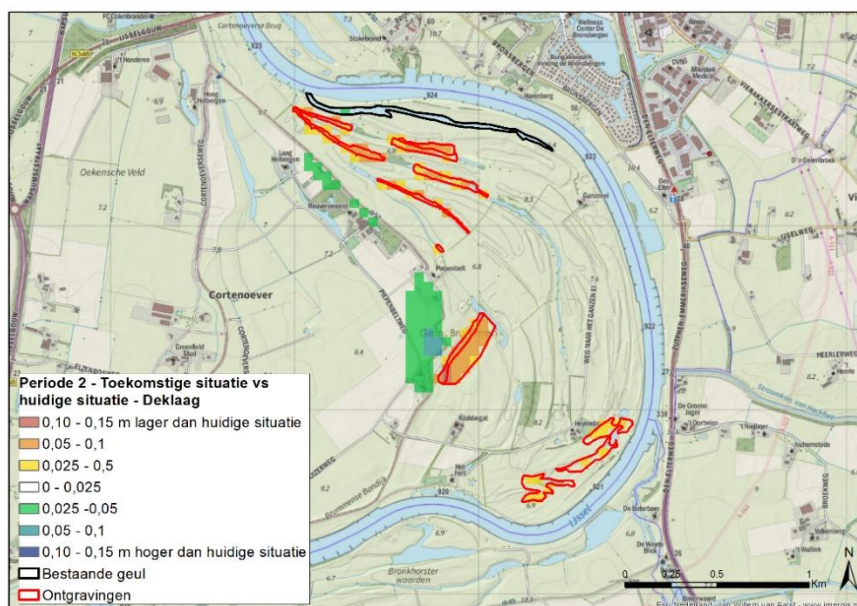
Resultaten grondwatereffectberekeningen

Voor de bepaling van het maximale effect van de ontgravingen is een worst-case scenario doorgerekend. Hierin is ter plaatse van de ontgravingen de gehele deklaag vervangen door een weerstand van 5 dagen. Deze weerstand van 5 dagen representeert de minimale weerstand van een sliblaag in de ontgravingen.

In Figuur 8 en Figuur 9 zijn de effecten op de freatische grondwaterstanden weergegeven voor een gemiddelde wintersituatie en een hoogwatersituatie ($T=24,99$). Hierin is te zien dat de afgravingen gedurende een gemiddelde wintersituatie geen effect hebben op de freatische grondwaterstanden aan de binnendijkse kant van de zomerkade. Alleen ter plaatse van de afgravingen is er lokaal een effect op de freatische grondwaterstand. In de hoogwatersituatie neemt de freatische grondwaterstand aan de binnendijkse kant van de zomerkade maximaal met 10 cm toe. Deze effecten zijn zeer lokaal en beslaan slechts 5 modelcellen (3125 m^2) direct achter de dijk.

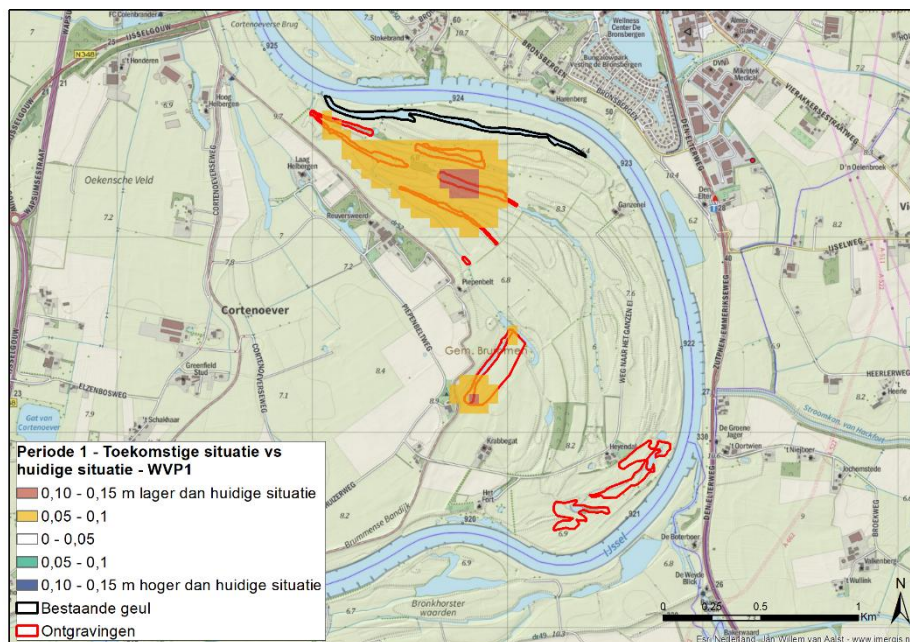


Figuur 8 | Effect van de ontgravingen op de freatische grondwaterstanden in een gemiddelde wintersituatie (modelperiode 1).

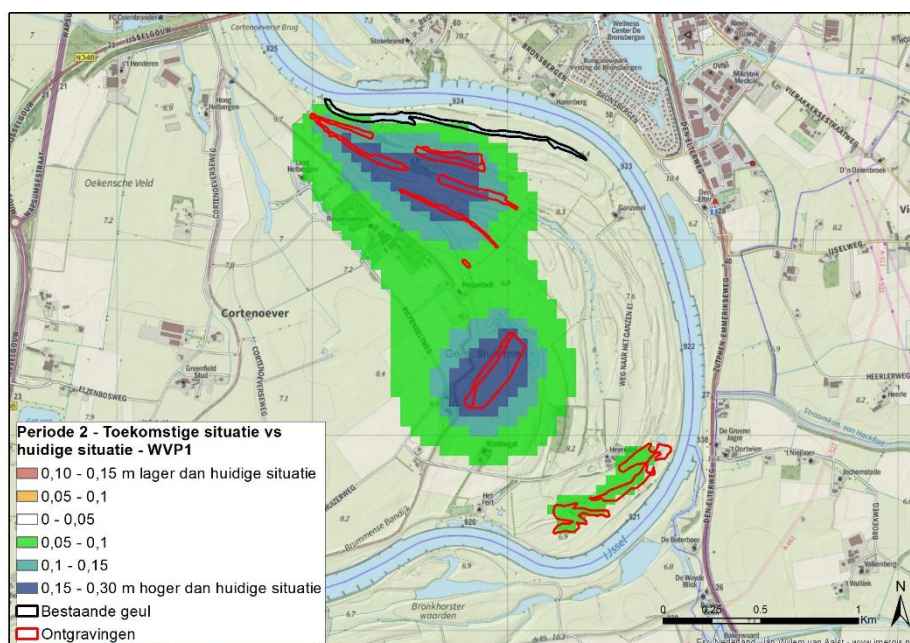


Figuur 9 | Effect van de ontgravingen op de freatische grondwaterstanden in een hoogwatersituatie (modelperiode 2).

In Figuur 10 en Figuur 11 zijn de effecten weergegeven op de stijghoogten in het eerste watervoerende pakket voor een gemiddelde wintersituatie en een hoogwatersituatie ($T=24,99$). Hierin is te zien dat de afgravingen gedurende een gemiddelde wintersituatie voor een verlaging van de stijghoogten in het watervoerende pakket zorgt van maximaal 0,15 m. In de hoogwatersituatie berekenen we een toename van maximaal 0,30 m.



Figuur 10 | Effect van de ontgravingen op de stijghoogten in het watervoerende pakket in een gemiddelde wintersituatie (modelperiode 1).



Figuur 11 | Effect van de ontgravingen op de stijghoogten in het watervoerende pakket in een hoogwatersituatie (modelperiode 2).

De effecten in het watervoerende pakket worden veroorzaakt door de afname van de deklaagweerstand als gevolg van de afgravingen. Onder normale omstandigheden, waarin de uiterwaarden niet onder water lopen, neemt de druk hierdoor af en dalen de stijghoogten. In hoogwatersituaties, waarin de uiterwaarden onder water lopen, wordt de aanvulling naar het watervoerende pakket juist groter, waardoor de stijghoogtes stijgen. Het freatische effect komt voort uit het effect van de stijghoogtes, maar is minder groot als gevolg van de tussengelegen deklaagweerstand.

Beoordeling op gebruiksfuncties

In de hoogwatersituatie neemt de freatische grondwaterstand aan de binnendijkse kant van de zomerkade maximaal met 10 cm toe als gevolg van de afgravingen. De veranderingen hebben geen ontoelaatbaar effect op de gebruiksfuncties landbouw en wonen.

De veranderingen van de stijghoogten in het watervoerende pakket worden gebruikt voor de beoordeling van de stabiliteit van de zomerkade en word besproken in de volgende paragraaf.

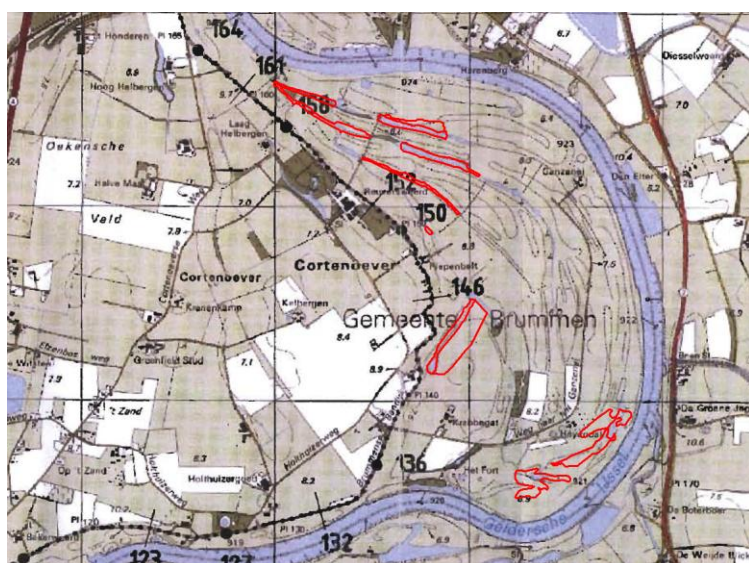
Beoordeling stabiliteit zomerkering

De zomerkering betreft de voormalige primaire waterkering Brummense Bandijk. In het kader van het ruimte voor de rivier-project is de primaire waterkering verlegd richting Cortenoever. In de huidige situatie is de kade niet meer genormeerd. Er is daarom geen absoluut oordeel gegeven ten aanzien van de stabiliteit.

Kwalitatieve beoordeling macrostabiliteit

In Tabel 2 en Figuur 12 zijn de locaties van de ontgravingen getoond ten opzichte van de dijkpalen en de berekende toename van de stijghoogte bij een verhoogde buitenwaterstand van NAP +8,7m (MHW). Dit betreft tevens de maximale belastingsituatie. Bij hogere waterstanden wordt water ingelaten in het achterliggende gebied. Er is in die situatie geen of een zeer beperkt verschil aanwezig tussen de buiten- en binnenwaterstand.

Uit de geohydrologische berekeningen volgen bovengrenswaarden voor de toename van de stijghoogte als gevolg van de geplande ontgravingen.



Figuur 12 | Locatie dijkpalen ten opzichte van ontgravingen

Tabel 2 | Locaties afgravingen t.o.v. dijkpalen en invloed op de stijghoogte

Dijkpaal	Afstand ontgraving tot buitenteen	Toename stijghoogte WVP1 ter hoogte van de kering (HW: NAP +8,7 m)
141 - 146	20 tot meer dan 100 m	0,10 m
149	80 m	0,10 m
149 - 160	Meer dan 100 m	0,25 m

Ontgravingen dijkpaal 141-146 en 149

In het grondmechanisch onderzoek van Grontmij² is de macrostabiliteit van de waterkering beoordeeld. De ontgraving tussen dijkpaal 141 en 146 en ter plaatse van dijkpaal 149 vallen beide binnen dijkvak 137-150. Dit dijkvak is destijds goedgekeurd ten aanzien van het risico op macro instabiliteit op basis van de geometrie. Er is sprake van een relatief hoog achterland (ca NAP +8,20 tot +8,60) in combinatie met een flauw binnentalud. Bovendien is de waterkering destijds beoordeeld bij een hogere buitenwaterstand (NAP+9,96 m). Ook de aansluitende dijkvakken voldoen ten aanzien van macrostabiliteit, hier zijn stabiliteitsfactoren berekend die ruim boven de destijds vereiste norm lagen.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat macrostabiliteit langs dit traject geen kritiek faalmechanisme betreft. Een beperkte toename van de stijghoogte van 0,10 m levert daarom naar verwachting geen risico op voor macrostabiliteit van de waterkering.

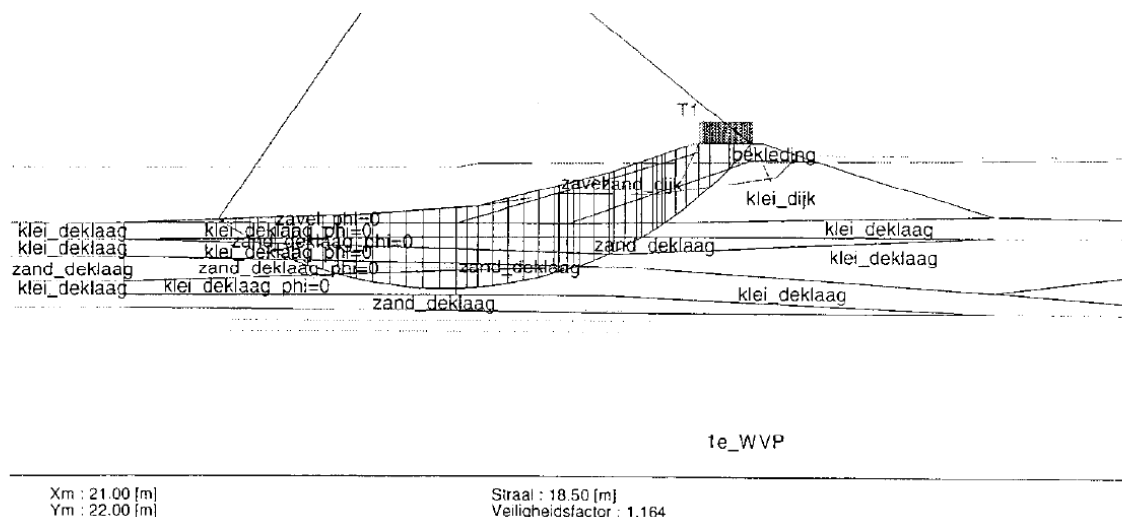
² Brummensebandijk Dp110 – Dp176, Grondmechanisch onderzoek (Deel 1), Grontmij, 2 april 2003.

Ontgravingen dijkpaal 149-160

In het grondmechanisch onderzoek van Grontmij³ is de macrostabiliteit van de waterkering beoordeeld. De ontgravingen tussen dijkpaal 149 en 160 vallen binnen de dijkvakken 151-158 en 159-164. Beide dijkvakken zijn destijds goedgekeurd ten aanzien van het risico op macro instabiliteit.

Voor dijkvak 151-158 is een stabiliteitsfactor berekend van 1,76 waar 1,10 vereist was, dit vak voldeed dus met een zeer ruime marge. Hieruit kan geconcludeerd worden dat macrostabiliteit langs dit traject geen kritiek faalmechanisme betreft. Ook de relatief grote toename van de stijghoogte van 0,25 m levert daarom naar verwachting geen risico op voor macrostabiliteit van de waterkering. Bovendien is de waterkering destijds beoordeeld bij een hogere buitenwaterstand.

Voor dijkvak 159-164 is een stabiliteitsfactor berekend van 1,16 waar 1,10 vereist was, dit vak voldeed dus net. In Figuur 13 is de stabiliteitsberekening weergegeven. Hieruit volgt dat in de berekening reeds rekening is gehouden met het risico op opbarsten. Dit betekent concreet dat in de berekening de stijghoogte gemaximaliseerd is op de grenspotentiaal en dat er geen sterkte is toegekend aan de ondergrond in de gehele opbarstzone. Een extra toename van de stijghoogte heeft in deze situatie zeer beperkt invloed op de berekende veiligheidsfactor. Hieruit kan geconcludeerd worden dat ook op deze situatie de toename geen risico vormt voor de macrostabiliteit van de waterkering. Bovendien is de waterkering destijds beoordeeld bij een hogere buitenwaterstand van NAP +9,84 m.



Figuur 13: Ligging maatgevend glijvlak voor dijkvak 159-164.

Beoordeling piping Sellmeijer

Er is een beoordeling uitgevoerd van de voormalige primaire waterkering de Brummense Bandijk. Aangezien de kade niet genormeerd is ontbreken eisen aan de vereiste veiligheidsfactor. Een absoluut veiligheidsoordeel kan dus niet worden gegeven. De maximale buitenwaterstand is wel bekend, deze bedraagt circa NAP +8,7. Bij hogere waterstanden wordt water ingelaten in het achterliggende gebied. Er is in die situatie geen of een zeer beperkt verschil aanwezig tussen de buiten- en binnenwaterstand. Piping kan in die situatie niet meer optreden.

Om toch een uitspraak te kunnen doen over het risico op piping en de invloed van de geplande ontgravingen zijn de berekeningen uitgevoerd met de uitgangspunten conform het grondmechanisch onderzoek van Grontmij^{3,4} aangevuld met de geohydrologische uitgangspunten. Als aangenomen eis is conservatief rekening gehouden met de maximaal toelaatbare overstromingskans voor het normtraject van de achterliggende primaire waterkering. Deze bedraagt 1/1000 jaar als ondergrenswaarde. De trajectlengte van de Brummense Bandijk bedraagt circa 4,5 km. Dit resulteert in een vereiste veiligheidsfactor voor piping van 1,28.

³ Brummensebandijk Dp110 – Dp176, Grondmechanisch onderzoek (Deel 1), Grontmij, 2 april 2003.

⁴ In het grondmechanisch onderzoek van Grontmij is het risico op piping binnen dit traject beoordeeld met behulp van Bligh voor representatieve doorsneden. Deze methode is niet meer vigerend. Op basis van de beschikbare uitgangspunten aangevuld met een karakteristieke waarde voor de d70 uit de Stochastische Ondergrond Schematisering zijn daarom Sellmeijer berekeningen uitgevoerd.

Ontgravingen dijkpaal 141-146, 149 en 149-160

In Tabel 2 zijn de locaties van de ontgravingen getoond ten opzichte van de dijkpalen. In Bijlage A zijn de uitgevoerde Sellmeijer berekeningen opgenomen. Een samenvatting is opgenomen in Tabel 3. Op basis van de uitgangspunten conform het grondmechanisch onderzoek van Grontmij⁵ wordt ruim voldaan aan het pipingcriterium bij de conservatief aangenomen veiligheidsfactor van 1,28 en maatgevende buitenwaterstanden van NAP +8,70m

Uit de analyse volgt bovendien dat dit oordeel niet beïnvloed wordt door de geplande ontgravingen. De aanwezige kwelweglengtes bedragen conform het grondmechanisch onderzoek van Grontmij⁵ tussen de 41 tot 54 m. Van deze totale lengte komt 20 tot 28 m uit het voorland. De ontgravingen vinden op grotere afstand plaats.

Tabel 3 | Resultaten Sellmeijer berekening

PARAMETER	OMSCHRIJVING_PARAMETER	EENHEID	DP146_P_BIT	DP152_P_BIT	P161_P_BIT
ΔH_c	toelaatbaar verval	m	2,24	2,53	3,09
$\Delta H_c / \gamma_n$	rekenwaarde toelaatbaar verval	m	1,75	1,98	2,41
$\Delta H - 0,3d$	aanwezig verval	m	0,72	1,51	1,27
score	voldoende of onvoldoende $\Delta H_c / \gamma_n > \Delta H - 0,3d$	-	V	V	V

⁵ Brummensebandijk Dp110 – Dp176, Grondmechanisch onderzoek (Deel 1), Grontmij, 2 april 2003.

BIJLAGE A SELLMEIJER BEREKENINGEN

PARAMETER	OMSCHRIJVING_PARAMETER	EENHEID	DP146_P_BIT	DP152_P_BIT	P161_P_BIT
Hydraulische randvoorwaarden (HR)					
MHW	Waterpeil buitenwaarts	NAP m	8,70	8,70	8,70
GWS	Grondwaterstand bij uittredepunt (=gelijk aan maaiveld BIT of Polderpeil)	NAP m	7,80	7,10	6,50
Geometrie (GEO)					
-	Breedte voorland (BUT-intrede)	m	20,00	20,00	28,00
-	Breedte dijk (BUT - BBL)	m	21,00	22,00	26,00
-	Breedte berm (BBL - EBL)	m	0,00	5,00	0,00
BIT h	maaiveldhoogte achterland (BIT)	NAP m	7,80	7,10	6,50
-	Niveau bovenzijde watervoerende zandlaag/onderzijde kleilaag	NAP m	7,20	6,80	3,40
-	Niveau onderzijde watervoerende zandlaag	NAP m	-4,80	-5,20	-8,60
D	Dikte watervoerend pakket	m	12,00	12,00	12,00
d	Dikte kleilaag bij uittredepunt (=BIT of O.K._WATERGANG)	m	0,60	0,30	3,10
Grondeigenschappen GES					
γ_{kleiAL}	volumiek gewicht klei achterland	kN/m ³	18,90	18,90	18,70
k	doorlatendheid watervoerend pakket	m/dag	50	50	40
-	doorlatendheid klei voorland	m/dag	0,01	0,01	0,01
-	doorlatendheid klei achterland	m/dag	0,01	0,01	0,01
kD	kD waarde watervoerend pakket	m ² /dag	600	600	480
Potentialen (POT)					
Maatgevende	Maatgevende potentiaal afhankelijk van wel of geen opbarsten ($\gamma_{\text{up}}=1,0$)	-	grenspotential	grenspotential	theoretische potentiaal
ϕ_{grens}	rekenpotentiaal bij uittredepunt rekening houdend met effectieve slootdikte	NAP m	8,36	7,38	8,46
Toets opbarsten (OPBARSTEN)					
γ_{up}	Veiligheidsfactor opbarsten aanwezig	-	0,85	0,38	1,17
$\gamma_{\text{up}}, \gamma_{\text{b;up}}$	Veiligheidsfactor opbarsten vereist	-	1,41	1,41	1,41
score	voldoende of onvoldoende	-	0	0	0
Toets Sellmeijer (SELLMEIJER)					
ΔH	aanwezig verval	m	0,90	1,60	2,20
L	kwelweglengte	m	41,00	47,00	54,00

PARAMETER	OMSCHRIJVING_PARAMETER	EENHEID	DP146_P_BIT	DP152_P_BIT	P161_P_BIT
D	dikte watervoerende zandlaag (h.r.w.)	m	12,00	12,00	12,00
k	doorlatendheid pipinggevoelige zandlaag (h.r.w.)	m/dag	50,00	50,00	40,00
d	Lengte opbarstkanaal (l.r.w.)	m	0,60	0,30	3,10
KD	KD-waarde watervoerende zandlaag	m ² /dag	600,0	600,0	480,0
d70	70% percentiel van korreldiameter (l.r.w.)	m	2,03E-04	2,03E-04	2,03E-04
γ _w	volumiek gewicht water	kN/m ³	9,81	9,81	9,81
κ	Intrinsieke doorlatendheid	m ²	7,81E-11	7,81E-11	6,25E-11
d70 _m	gemiddelde d70 in de kleine schaalproeven	m	2,08E-04	2,08E-04	2,08E-04
θ	rolweerstand van de zandkorrels	graden	37,00	37,00	37,00
γ _p	schijnbaar volumiek gewicht zandkorrels onder water	kN/m ³	16,50	16,50	16,50
η	coefficient van white	-	0,25	0,25	0,25
γ _{b;p}	schematiseringsfactor	-	1,00	1,00	1,00
γ _{pip-γ_{b;p}}	eis veiligheidsfactor in ontwerp	-	1,28	1,28	1,28
F1=Fresistance	weerstandsfactor	-	0,32	0,32	0,32
F2=Fscale	schaalfactor	-	0,14	0,13	0,14
F3=Fgeometry	geometriefactor	-	1,24	1,27	1,31
ΔH _c	toelaatbaar verval	m	2,24	2,53	3,09
ΔH _c / γ _n	rekenwaarde toelaatbaar verval exclusief schematiseringsfactor	m	1,75	1,98	2,41
ΔH - 0,3d	aanwezig verval	m	0,72	1,51	1,27
score	voldoende of onvoldoende ΔH _c / γ _n .γ _b > ΔH - 0,3d	-	V	V	V
score	marge tussen voldoende/onvoldoende exclusief schematiseringsfactor	-	2,44	1,31	1,90