Gemeente Westervoort: grondwatermodellering uitbreiding Westervoort Noord

16 december 2024

Kenmerk R001-1295453SGR-V02-efm-NL

Verantwoording

Titel	Gemeente Westervoort: grondwatermodellering uitbreiding Westervoort Noord
Opdrachtgever	Gemeente Westervoort
Projectleider	Bregt Huizenga
Auteur(s)	Sam Romeijn
Tweede lezer	Marc Steenvoorden
Kenmerk	R001-1295453SGR-V02-efm-NL
Aantal pagina's	42
Datum	16 december 2024
Handtekening	Ontbreekt in verband met digitale verwerking. Dit rapport is aantoonbaar vrijgegeven.

Colofon

TAUW bv
Australiëlaan 5
Postbus 3015
3502 GA Utrecht
T +31 30 28 24 82 4
E info.utrecht@tauw.com

Inhoud

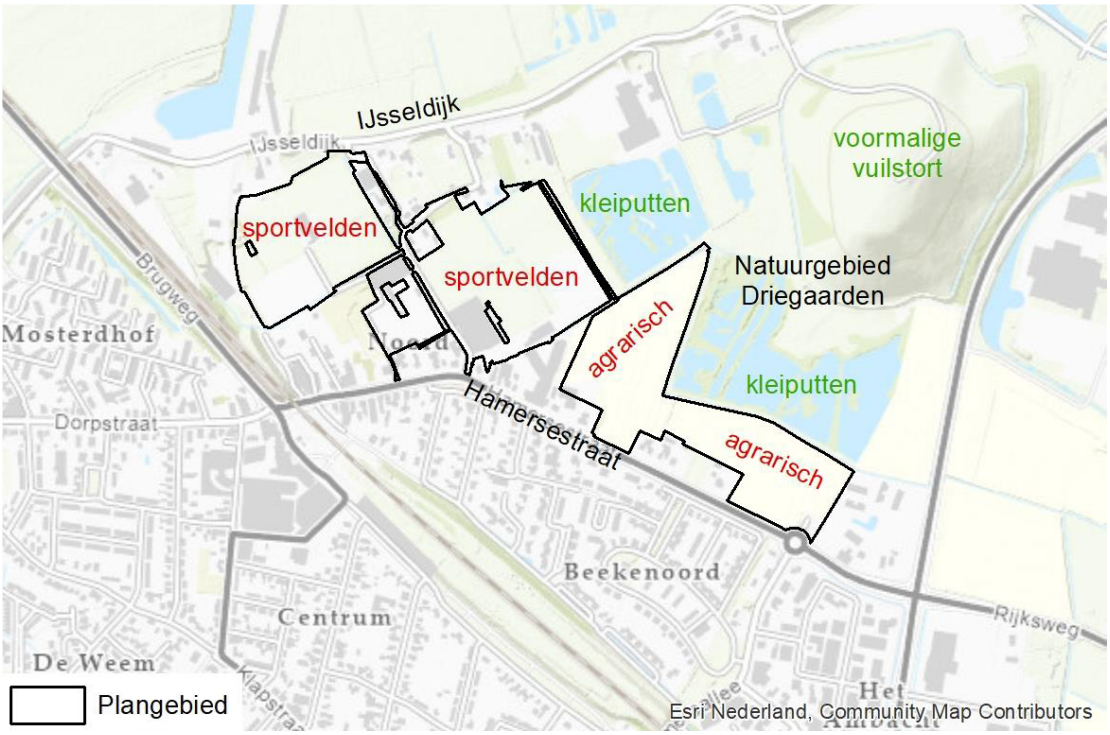
1 Inleiding 5
1.1 Aanleiding 5
1.2 Doelstelling 5
1.3 Leeswijzer 6
2 Uitgangspunten 6
2.1 Modelkeuze 6
2.2 Modelgebied 6
2.3 Rekenperiode en hoogwatergolf IJssel 7
2.3.1 Rekenperiode 7
2.3.2 Hoogwatergolf 7
3 Inrichting en watersysteem 8
3.1 Huidige Inrichting plangebied 8
3.1.1 Afvalberg de Bult van Putman 9
3.1.2 Kleiputten 10
3.2 Waterhuishouding 11
3.2.1 Watergangen 11
3.2.2 Drainage sportvelden 12
3.3 Grondwatersysteem 12
3.3.1 Bodemopbouw 12
3.3.2 Grondwatermeetnet 16
4 Modelcontrole 17
4.1 AMIGO 3.2 17
4.2 Bodemopbouw 17
4.3 Afvalberg Bult van Putman 18
4.4 Kleiputten 19
4.5 Drainage 20
4.6 Conductance IJssel 21
4.7 Overige watergangen 21
5 Modelaanpassingen en -validatie 22
5.1 Conclusie modelcontrole 22

5.2 Gevoeligheidsanalyse 24
5.2.1 Conductance IJssel 24
5.2.2 Doorlaatvermogen 1e watervoerende pakket 26
5.2.3 Deklaag weerstand 27
5.3 Modelaanpassingen 28
5.3.1 Deklaagweerstand (C1) 28
5.4 Aanpassing winterbed IJssel 29
5.5 Kleiputten 29
5.6 Drainage sportvelden en bebouwing 30
5.7 Validatie resultaat definitief model 30
6 Hydrologische analyse plangebied 33
6.1 Kwel/wegzijging (zomer/winter) 33
6.2 GHG en GLG 35
6.3 Stijghoogteverloop en kwel tijdens hoogwatersituatie 37
6.3.1 Maximale GWS 37
6.3.2 Maximale kwel 37
6.4 Analyse opbarstrisico's deklaag 38
6.4.1 Beschikbare gegevens deklaag parameters 38
6.4.2 Interpolatie deklaag 39
6.4.3 Uitgangspunten opbarstberekening 39
6.4.4 Opbarstberekening 40
7 Conclusies en aanbevelingen 41

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

De gemeente Westervoort is bezig met de voorbereidende onderzoeken om woningbouw te realiseren aan de noordzijde van Westervoort. Het betreft onder meer het plangebied (figuur 1) dat nu is gebruik is als sportpark en agrarische percelen. Om een klimaatadaptief plan te ontwikkelen dat past binnen het beleid van gemeente en waterschap, is het van belang om goed te weten hoe de grondwaterstanden zich binnen het gebied gedragen. Vanuit het oogpunt van Water Bodem Sturend (WBS) dient het plan aan te sluiten op het natuurlijke watersysteem, waarbij de functies in het gebied passen bij het waterpeil en de bodemsituatie. Dit betekent dat geanticipeerd moet worden op zaken als droogte en hoge rivierwaterstanden (gezien de aanwezigheid van de IJssel direct naast het plangebied). Maar ook aspecten als opbarstrisico van de deklaag, kwel, beschermingszones langs de waterkering en de invloed van de nabijgelegen leemputten en voormalige vuilstort ('bult van Putman') dienen in het onderzoek meegenomen te worden.



Figuur 1.1 Overzicht van het plangebied Westervoort Noord

1.2 Doelstelling

Om deze complexe interactie ruimtelijk goed inzichtelijk te krijgen is een grondwatermodel nodig. De uitkomsten van het model kunnen vervolgens gebruikt worden voor de stedenbouwkundige ontwikkeling van Westervoort Noord.

1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 zijn de uitgangspunten voor de modellering opgenomen. Deze zijn vastgesteld op basis van het overleg 1 met de gemeente, waterschap en TAUW.

In hoofdstuk 3 is een beschrijving gegeven de inrichting en (grond)waterhuishouding van het plangebied en de omgeving.

In hoofdstuk 4 staat een toelichting op het regionale grondwatermodel AMIGO 3.2 en zijn de observaties uit de modelcontrole beschreven.

In hoofdstuk 5 zijn de conclusies van de model controle en gevoeligheidsanalyse beschreven en worden de benodigde aanpassingen toegelicht.

In hoofdstuk 6 wordt de hydrologische analyse van het plangebied beschreven.

In hoofdstuk 7 wordt op basis van de hydrologische analyse een advies voor de planhoogte gegeven.

2 Uitgangspunten

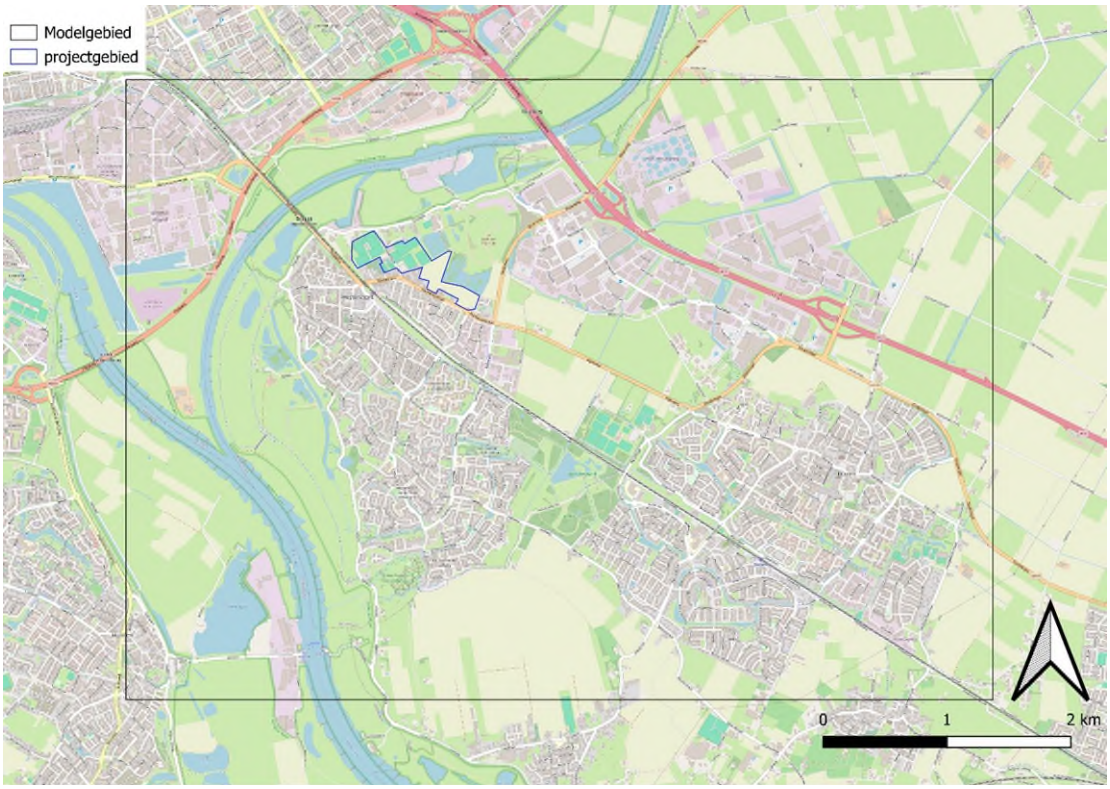
Bij het startoverleg zijn in samenspraak met het waterschap, gemeente en TAUW een aantal uitgangspunten afgesproken. Bij dit overleg is de modelkeuze, rekenperiode, GxG periode en de hoogwatergolf van de IJssel besproken.

2.1 Modelkeuze

Er is een nieuwe modelversie van AMIGO beschikbaar (versie 3.2). Het waterschap heeft aangegeven voorkeur te hebben voor dit model voor toepassing binnen dit project. Dit model is voor deze studie gecontroleerd, gevalideerd, details zijn toegevoegd voor het plangebied en waar nodig is het aangepast. De resultaten van de modelcontrole zijn terug te lezen in hoofdstuk 4 en in hoofdstuk 5 zijn de daaruit volgende modelaanpassingen beschreven.

2.2 Modelgebied

Het projectgebied bevindt zich ten noorden van Westervoort en ten oosten van de IJssel (Figuur 2.1). De belangrijkste uitgangspunten voor de keuze van het modelgebied zijn het uitsluiten van randeffecten in het plangebied en zoveel mogelijk peilbuizen binnen het modelgebied voor validatie. Om randeffecten te voorkomen is de modelgrens aan de oostkant van de IJssel en de Neder-Rijn gelegd. Deze rivieren hebben door hun sterk drainerende werking een dominante invloed op de grondwaterstroming. . De oost grens van het modelgebied is op circa 4 km van het plangebied gelegd, dit is ruim voldoende afstand om geen last te hebben van eventuele randeffecten. Bovendien staan er in dit gebied relatief veel peilbuizen welke gebruik kunnen worden voor validatie.



Figuur 2.1 Modelgebied en plangebied Westervoort Noord

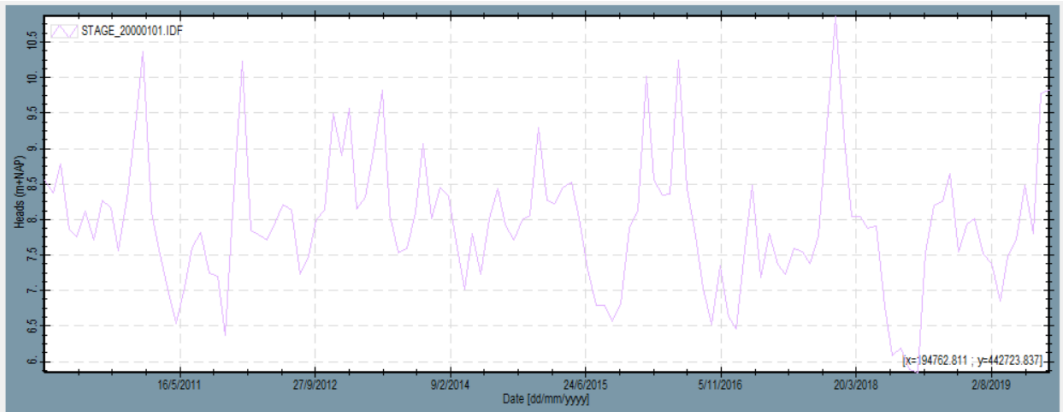
2.3 Rekenperiode en hoogwatergolf IJssel

2.3.1 Rekenperiode

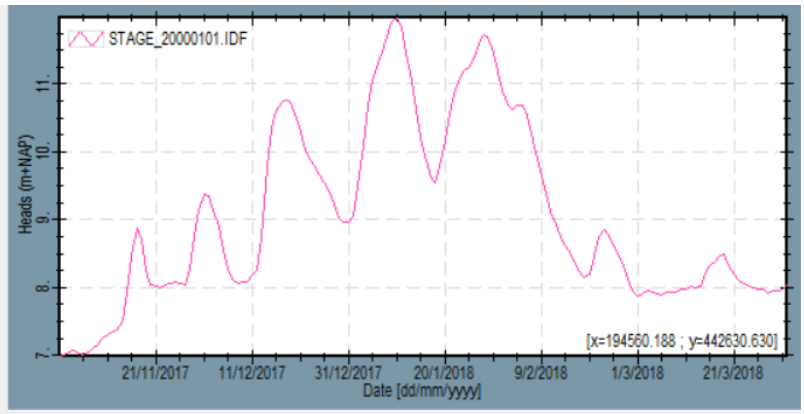
Voor deze studie wordt hydrologische situatie bij een hoogwatergolf van de IJssel beschouwd. Belangrijk voor het bepalen van de rekenperiode was de aanwezigheid van een of meerdere hoogwatergolven (t-10) binnen deze modelperiode. Er is gekozen voor de modelperiode tussen 2010 en 2020 met een inspeelperiode periode van 2 jaar. Waardoor de totale rekenperiode tussen 2008 en 2020 ligt. De gemiddelde grondwaterstanden (GxG's) worden berekend over de periode van 2010 t/m 2020.

2.3.2 Hoogwatergolf

Binnen de rekenperiode zijn een aantal hoogwatersituaties die geschikt kunnen zijn voor de analyse van de hoogwatergolf op het grondwater. De hoogwatergolf in 2018 blijkt het meest representatief en worstcase te zijn. Voor deze hoogwatergolf is gekozen op basis van een aantal redenen. Ten eerste had deze golf de hoogste waterstand (Figuur 2.2). Ten tweede had de hoogwatergolf meerdere pieken achter elkaar over een langere periode (Figuur 2.3) waardoor het de langste tijd heeft om door te werken in het grondwater. Ten derde, zijn voor deze periode zijn de meeste peilbuisgegevens beschikbaar om de hoogwatersituatie te kunnen valideren.



Figuur 2.2 Waterstandsverloop van de IJssel tijdens de modelperiode ter hoogte van het plangebied (t.o.v. NAP)

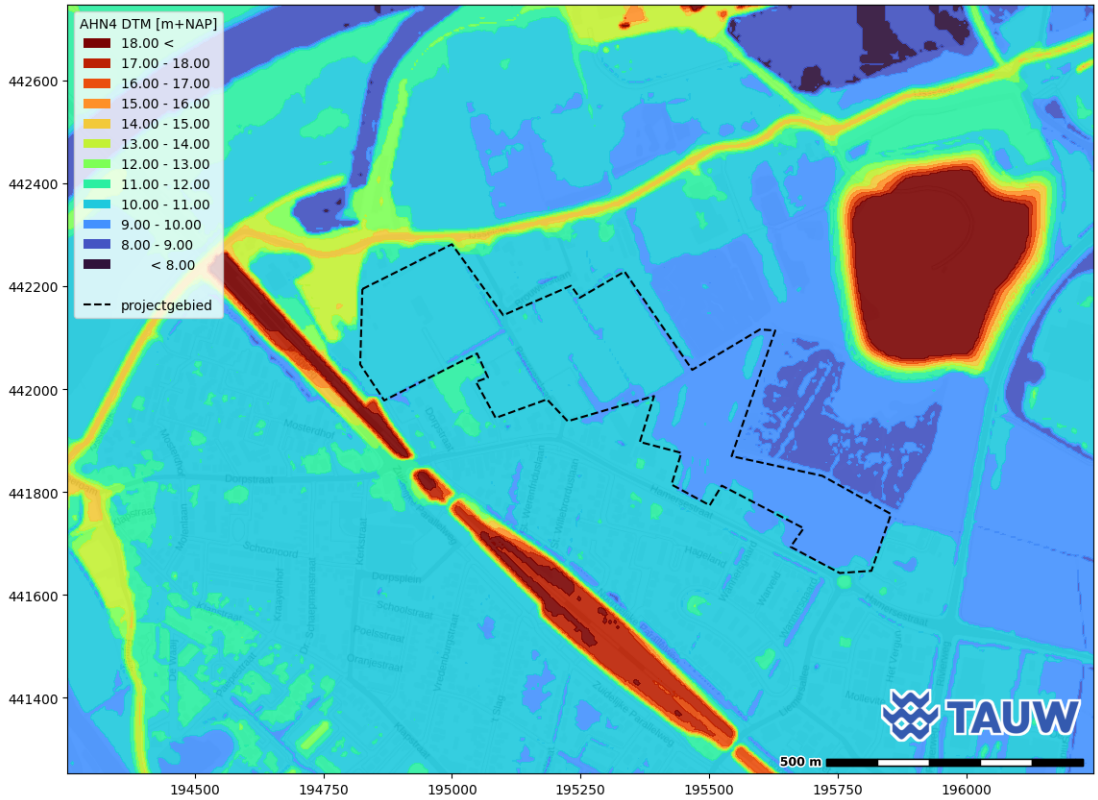


Figuur 2.3 Waterstanden IJssel tijdens hoogwatergolf in 2018 ter hoogte van het plangebied (t.o.v. NAP)

3 Inrichting en watersysteem

3.1 Huidige Inrichting plangebied

In de huidige situatie bestaat het plangebied uit sportvelden en agrarisch gebied. In het noordwesten van het plangebied liggen sportvelden met een maaiveld hoogte tussen de 10 en 11 meter NAP met daaronder een drainage systeem. In het noordwesten van het plangebied liggen agrarische percelen met een maaiveld hoogte tussen de 9 en 10 meter NAP. Rond deze landbouw percelen en sportvelden liggen een aantal drainerende watergangen met een streefpeil op +8.77 m NAP.

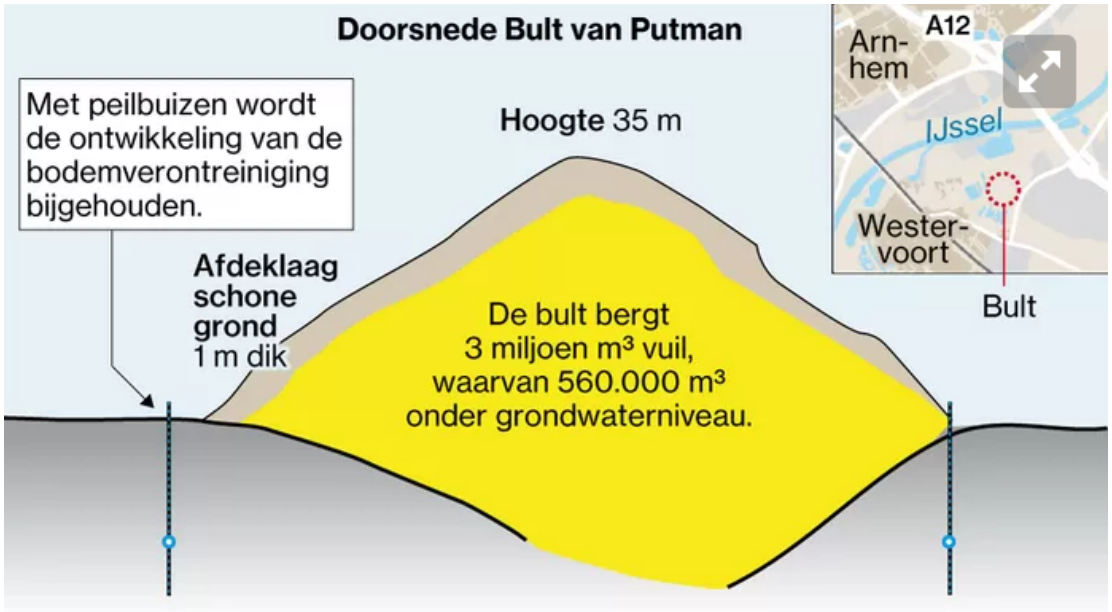


Figuur 3.1 Maaiveld hoogte van het plangebied (AHN4)

3.1.1 Afvalberg de Bult van Putman

De afvalberg bevindt zich op de locatie waar ooit een kleiwinning lag. Deze kleiput is opgevuld met afval waardoor de bult van Putman is ontstaan. Doordat deze afvalberg in een oude kleiput ligt is daar geen holocene deklaag aanwezig is en de afvalberg in direct verbinding zit met het 1e watervoerende pakket (Figuur 3.2)[1]. Het maaiveld bij deze bult ligt op circa 35 meter, waardoor er sprake is een van een verdikte onverzadigde zone, bestaande uit afval.

[1] De Bult van Putman: ooit een gifbult, nu een natuurpark. Hoe staat het ermee? | Westervoort | gelderlander.nl

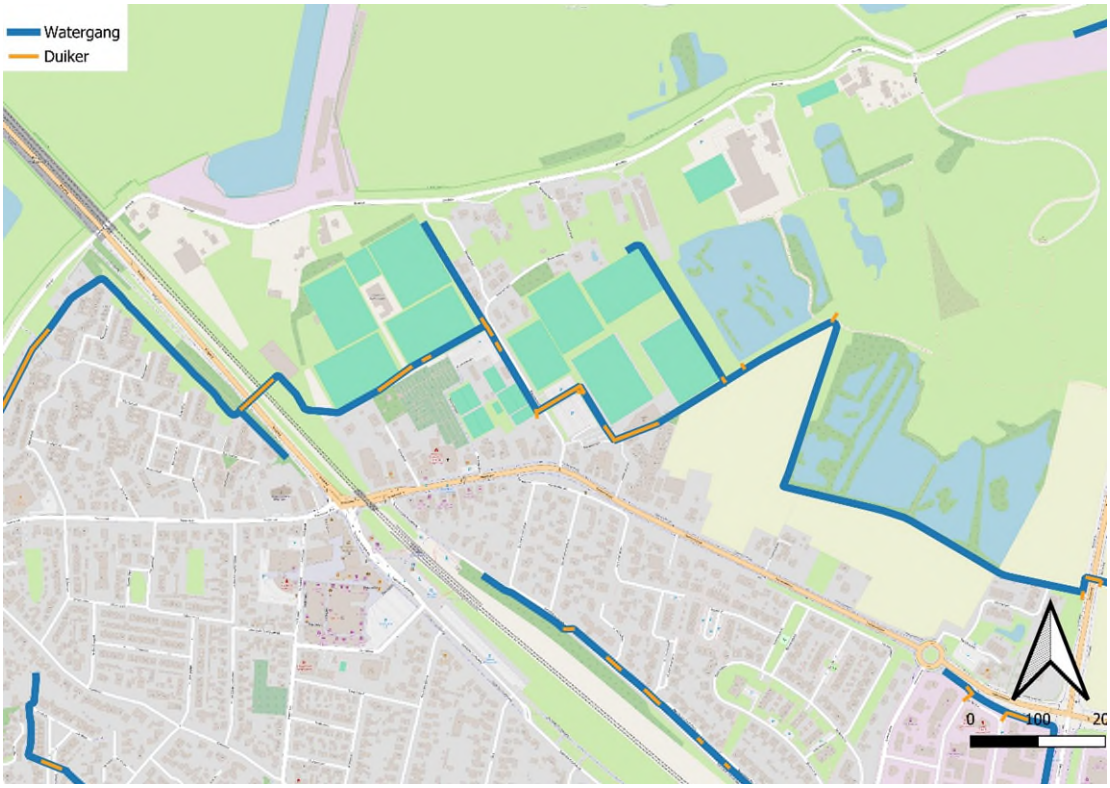


Figuur 3.2 Schematische weergave van de Bult van Putman [2]

3.1.2 Kleiputten

De kleiputten zijn ontstaan doordat er in het verleden klei gewonnen is. Het gevolg daarvan is dat daar de oorspronkelijk deklaag vrijwel niet meer aanwezig is. Hierdoor staan deze kleiputten in verbinding met het 1e watervoerende pakket. Het zijn putten met stilstaand water waardoor er ook wel wat slib aanwezig is, daardoor zal er wel een kleine weerstand tussen deze kleiputten en het watervoerend pakket aanwezig is. Rond de kleiputten lopen een aantal watergangen die doormiddel van duikers verbonden zijn met de rest van het watersysteem. Voor het peil in de kleiputten is een drainage niveau van 8.7 m NAP aangehouden, wat gelijk is aan de onderkant van omliggende duikers en vergelijkbaar het streefpeil in het gebied.

[2] De Bult van Putman: ooit een gifbult, nu een natuurpark. Hoe staat het ermee? | Westervoort | gelderlander.nl

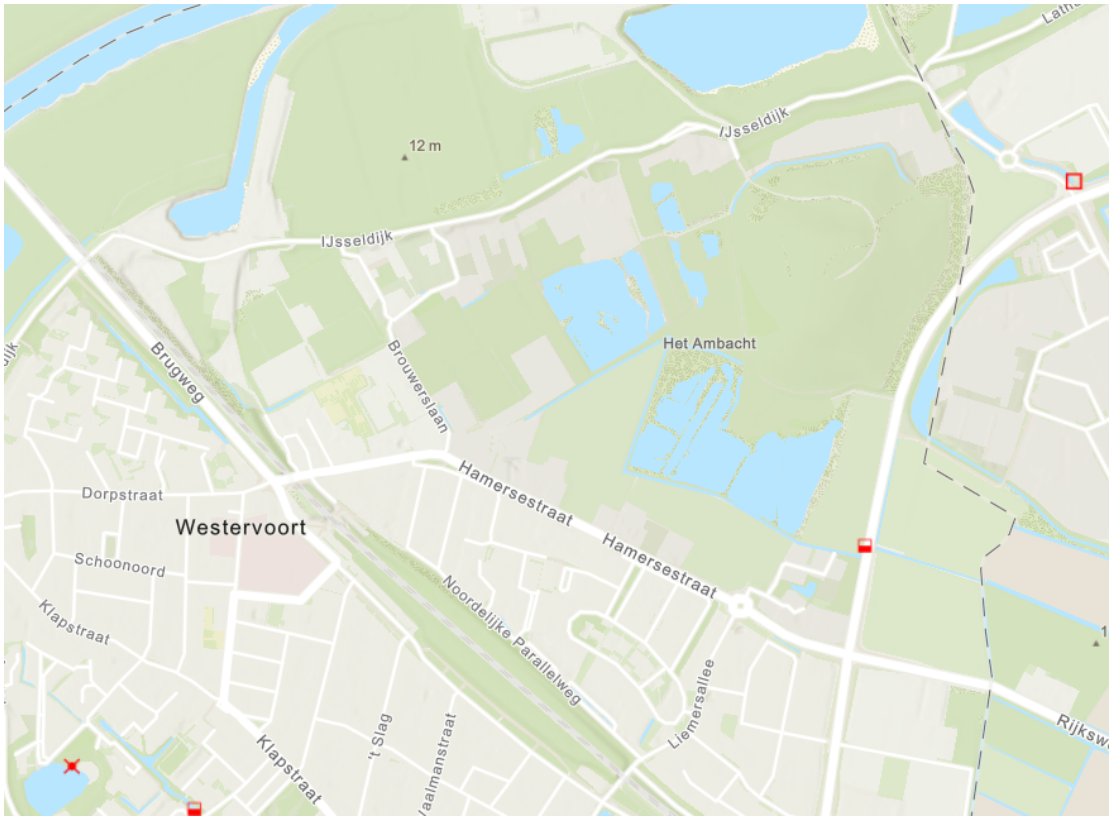


Figuur 3.3 Legger watergangen rond het plangebied inclusief duikers (oranje)

3.2 Waterhuishouding

3.2.1 Watergangen

De watergangen in het gebied stromen af richting het oosten, richting de stuw ten oosten van het plangebied (Figuur 3.4). Door deze stuw (KOR-ST40620106-1) wordt een streefpeil gehandhaafd van 8.77 m NAP.



Figuur 3.4 Stuwen rond het plangebied, ten oosten van de kleiput staat de stuw die het streefpeil bepaald

3.2.2 Drainage sportvelden

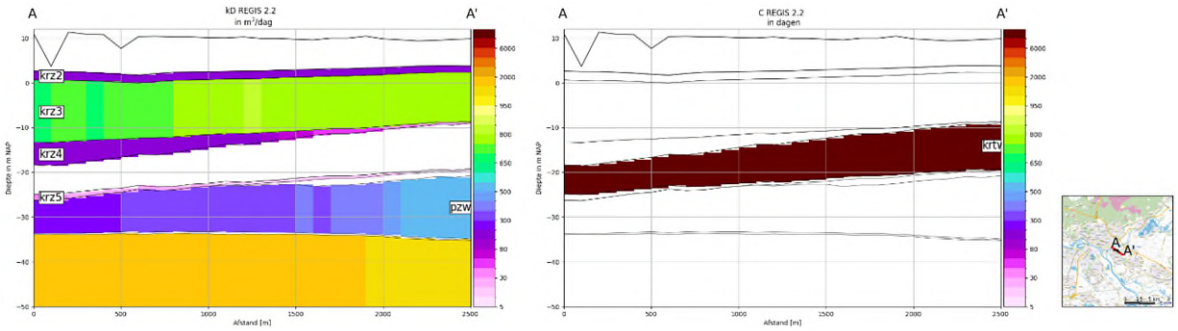
De sportvelden aan de westkant van het projectgebieden worden gedraineerd. Het is onbekend hoe deze drainage precies is ingericht. Om deze reden wordt er voor het model van een waarschijnlijke drainage diepte tussen de 60 en 80 m-mv uit gegaan met drainage buizen op elke 5 m.

3.3 Grondwatersysteem

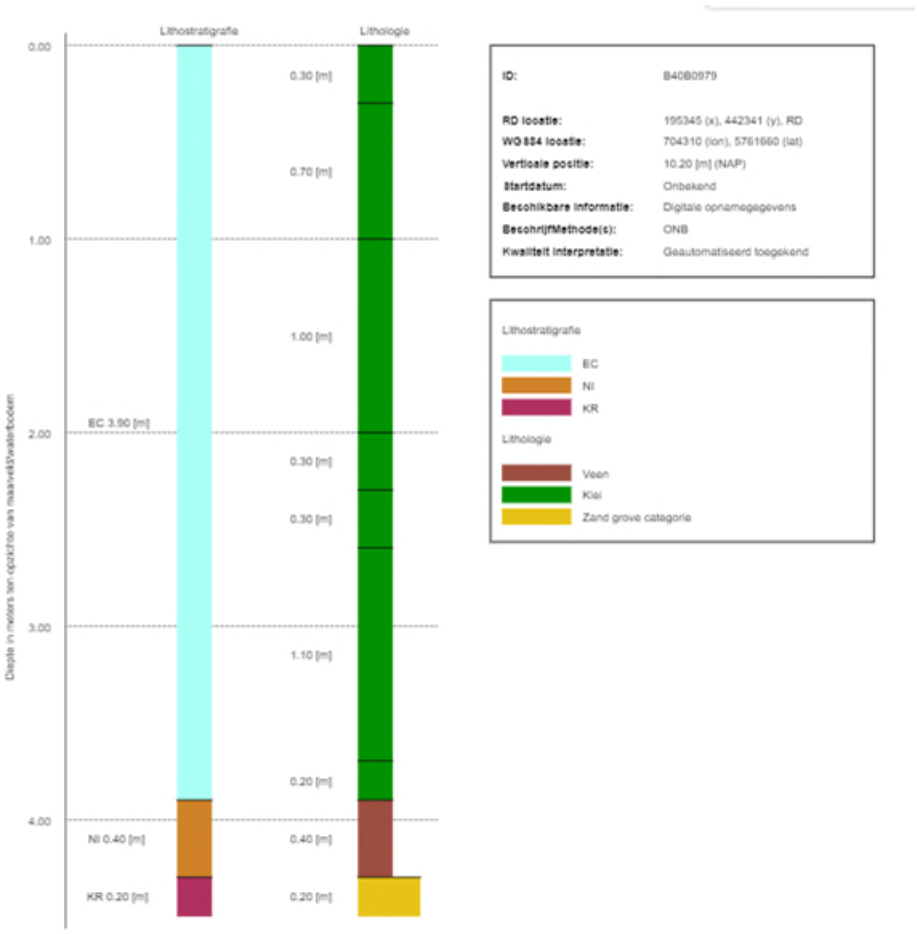
3.3.1 Bodemopbouw

De bodemopbouw het projectgebied begint aan de bovenkant met een holocene deklaag, bestaande uit klei met plaatselijk ingesloten zandlagen. Op basis van REGIS 2.2 heeft de holocene deklaag van een dikte van circa 8 meter (Figuur 3.5). Echter blijkt uit boringen dat deze holocene deklaag een heterogene opbouw heeft waarbij de dikte van de klei laag varieert tussen de 1 en 4 meter. Opvallend is dat met name dicht bij de dijk de holocene deklaag wat dikker is (circa 4 meter, Figuur 3.6) en in de rest van het gebied rond de 2 meter (Figuur 3.7) met op een aantal plekken minder dan 1 meter dikte (Figuur 3.8). Deze holocene deklaag wordt opgevolgd door de formatie van Kreftenheye dat het eerste watervoerende pakket vormt tot met een dikte van circa 15 meter. Dit watervoerende pakket wordt aan onderzijde afgesloten door het laagpakket van Twello met een weerstand van circa 10000 dagen. Door deze hoge weerstand is het eerste watervoerende pakket een relatief geïsoleerd systeem. Onder deze weerstandslaag bevindt zich de formatie van Peize Waalre, deze vormt

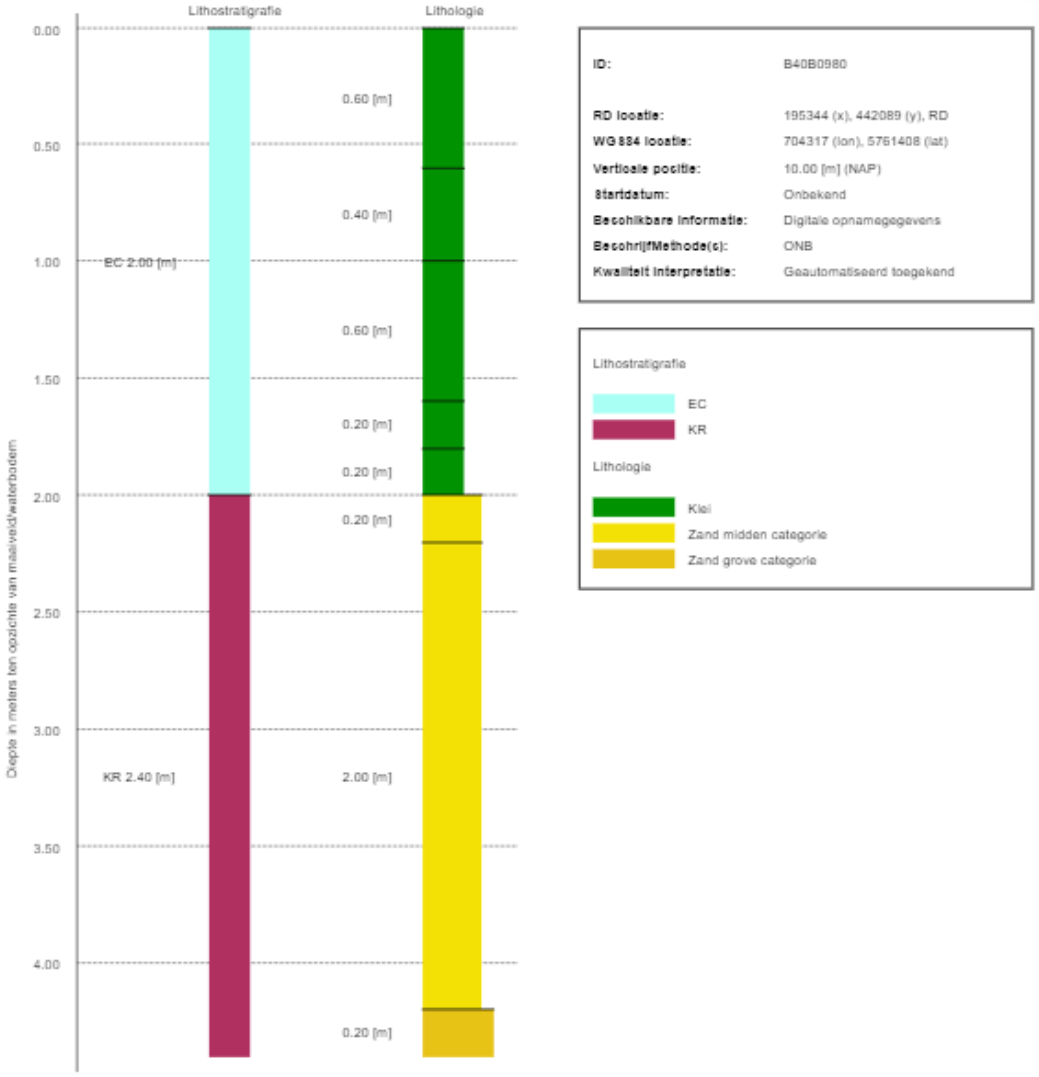
het tweede watervoerende pakket met een dikte van 40 meter. Deze wordt aan de onderkant afgesloten door de formatie van Maassluis. Watervoerend pakket 3 bestaat uit de zandige eenheid uit de formatie van Maassluis en watervoerend pakket 4 bestaat uit de formatie van Oosterhoud en Breda. De hydrologische basis wordt gevormd door de formatie van Breda.



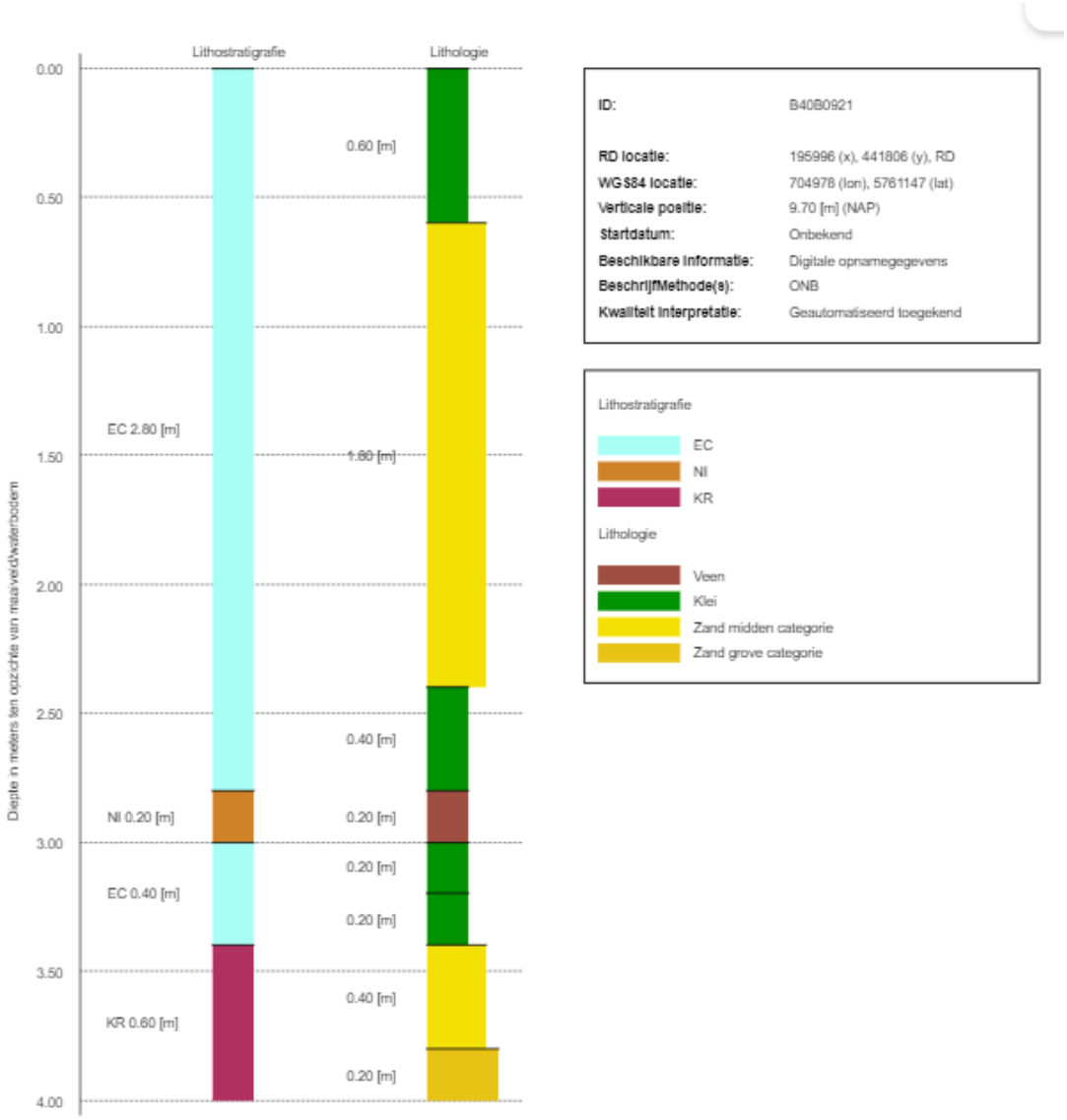
Figuur 3.5 Bodemopbouw in en rond het plangebied op basis van REGIS 2.2



Figuur 3.6 Boring B40B0979, locatie bij de IJsseldijk ter hoogte van het plangebied (dinoloket)



Figuur 3.7 Boring B40B0980, locatie binnen het plangebied (dinoloket)

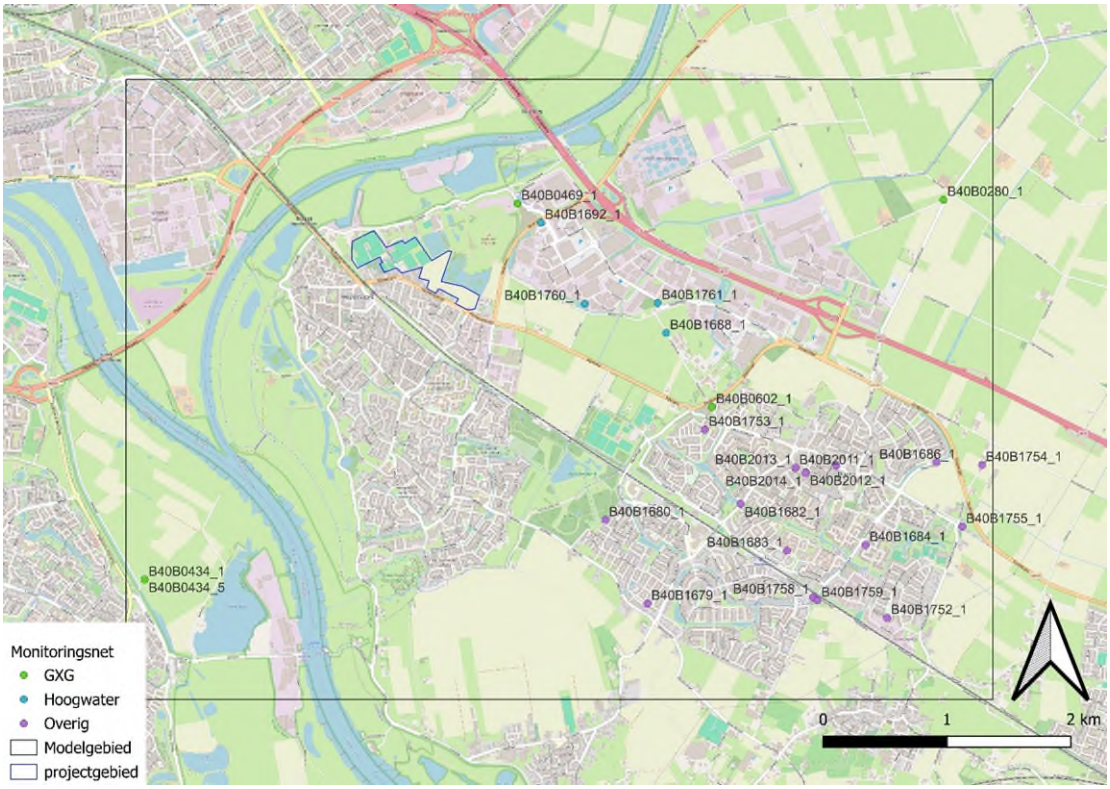


Figuur 3.8 Boring B40B0921, locatie binnen het plangebied (dinoloket)

3.3.2 Grondwatermeetnet

Voor de modelvalidatie wordt gebruik gemaakt bestaande peilbuizen rond het project gebied. Binnen het modelgebied liggen 4 peilbuizen met een meetperiode die lang genoeg is om de GxG's van het model te valideren. Dit is een beperkt aantal, maar kan wel een beeld geven van het algeheel presteren van het model. Deze modellering zal vooral gebruikt worden om de hoogwater situatie in beeld te brengen. Daarom wordt er voor de validatie ook gebruik gemaakt van peilbuizen die een kortere meetreeks hebben, maar wel metingen hebben tijdens deze hoogwater situatie. In figuur 3.1 staan de peilbuizen weergegeven op basis waarvan deze validatie is uitgevoerd. Daarin zijn de locaties van de peilbuizen uitgesplitst op basis van

geschiktheid voor validatie van de GXG's en de hoogwater situatie. De peilbuizen die geschikt zijn voor de GXG validatie worden ook gebruikt voor de hoogwater validatie.



Figuur 3.9 Peilbuis locaties onderverdeeld in peilbuizen voor GxG validatie, hoogwatervalidatie en overig

Binnen het plangebied staan 4 peilbuizen die in oktober 2023 geplaatst zijn. Doordat meetreeksen van deze peilbuizen buiten de modelperiode vallen kunnen deze niet meegenomen worden voor de validatie van het model. Er wordt alleen controle gedaan of de dynamiek en stijghoogtes binnen dezelfde bandbreedtes vallen.

4 Modelcontrole

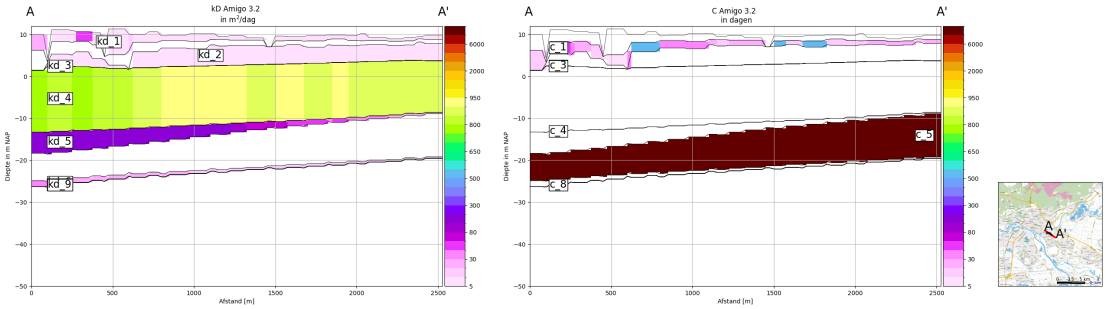
4.1 AMIGO 3.2

Voor deze modelering zal gebruik gemaakt worden van het grondwatermodel AMIGO 3.2. Dit is het meest recente gevalideerde model waar het projectgebied binnen valt. In dit hoofdstuk wordt een beschrijving van het basis model gegeven, modelcontrole gedaan en een validatie. Op basis van deze analyse worden in hoofdstuk 5 de benodigde model aanpassingen beschreven.

4.2 Bodemopbouw

In het model ligt de weerstand van de holocene deklaag rond de 30 dagen met langs de dijk hogere waardes van circa 400-500 dagen weerstand (Figuur 4.1). Op basis van de boringen is dikte van de deklaag tussen de 1 en 4 meter dik in het plangebied. Op basis van deze dikte lijkt de

30 dagen weerstand een onderschatting van de werkelijke weerstand. Het 1e watervoerende pakket heeft een doorlaat vermogen van 900 m2/dag in het basis model, bij een eerdere studie[3] is waarde voor 1050 m2/dag aangehouden. Deze waarde wordt meegenomen in de gevoeligheidsanalyse (Hoofdstuk 5.2). Dit watervoerend pakket wordt aan de onderkant afgesloten door een scheidende laag met een weerstand van 10.000 tot 15.000 dagen.

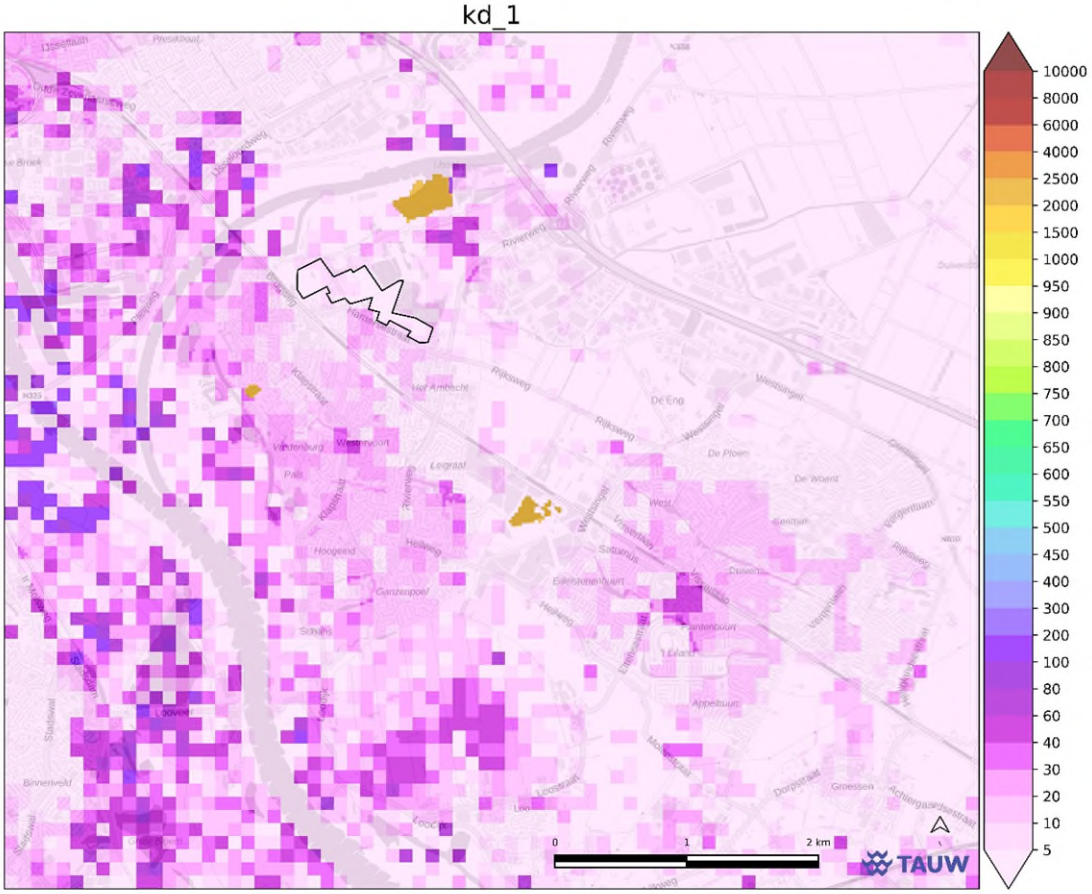


Figuur 4.1 Doorsnede modellagen met links het doorlaatvermogen (kD) en rechts de weerstand van de scheidende lagen (C

4.3 Afvalberg Bult van Putman

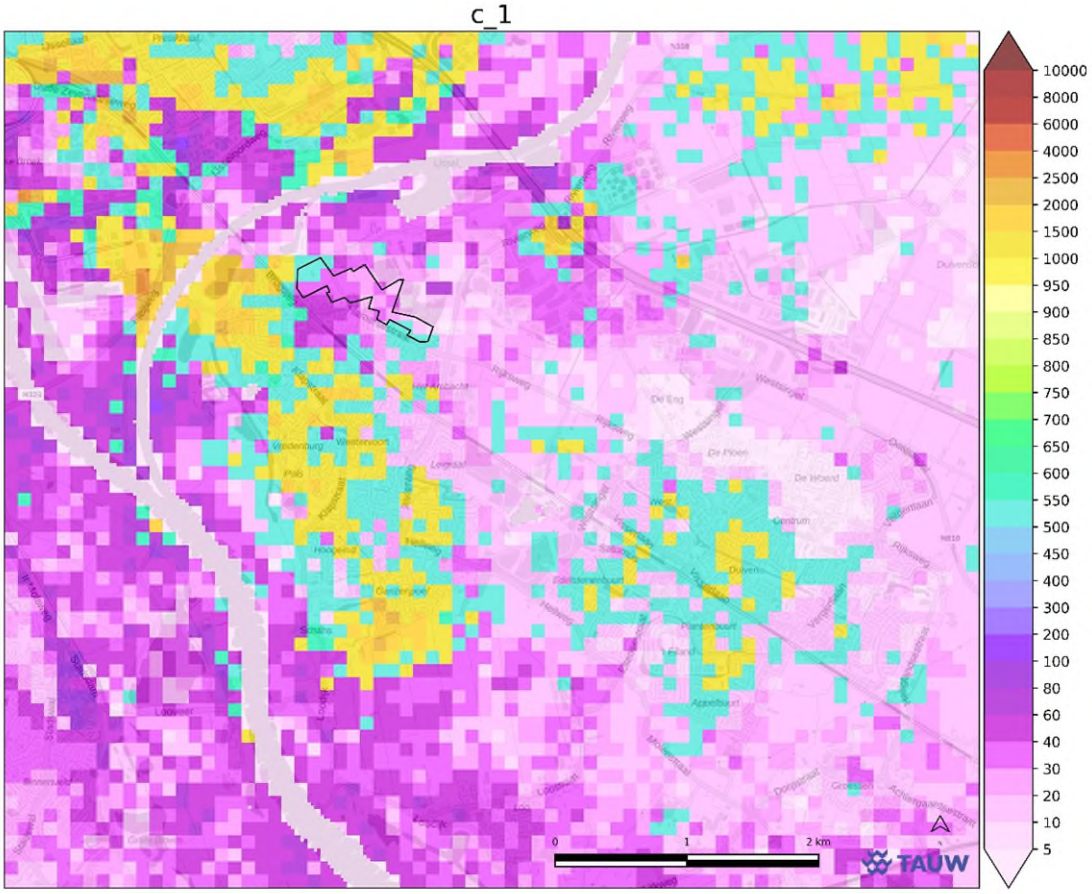
In het basis model is een kleine verhogen van de het doorlaatvermogen aanwezig ten opzichte van het omringde gebied (kD 40-60 m2/dag ten opzichte van 5 m2/dag). Daarmee wordt de verdikking van de onverzadigde zone goed meegenomen in het model. Naast de verhoogde kD is de afwezigheid van de deklaag ook in het model opgenomen. Deze weerstand is in het model tussen de 5 en 20 dagen wat een vrijwel afwezige deklaag representeert.

[3] Grondwatermodellering Seingraaf Duiven 2016, R001-1231399MGS-V01



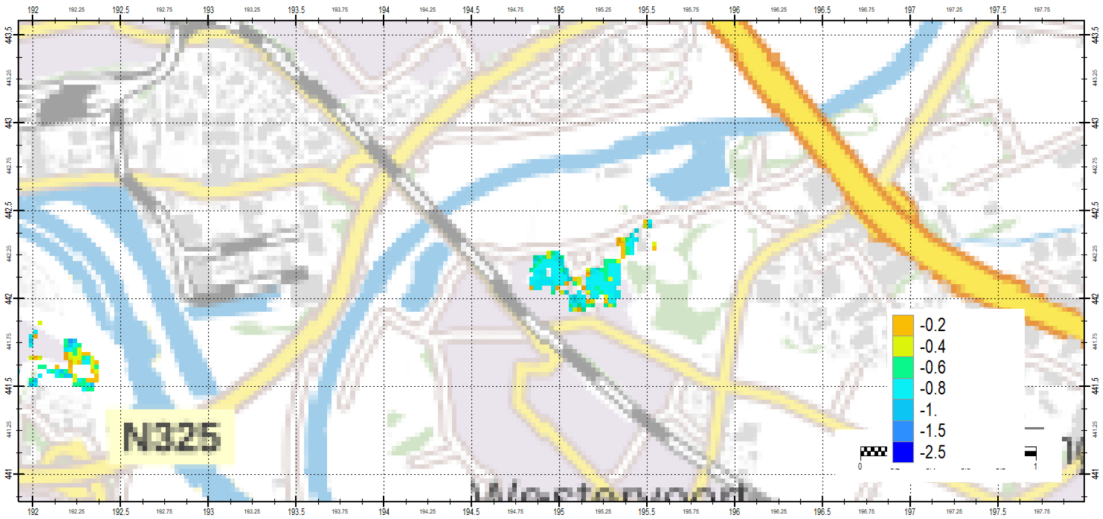
4.4 Kleiputten

In het gebied van de kleiputten is de weerstand in het model tussen de 5 en 20 dagen. Dit is realistisch aangezien de deklaag hier weggegraven is ten behoeve van een kleiwinning. In de huidige situatie is dit gebied een plas met stilstaan water waardoor deze weerstand waarschijnlijk rond de 20 dagen zal liggen.



4.5 Drainage

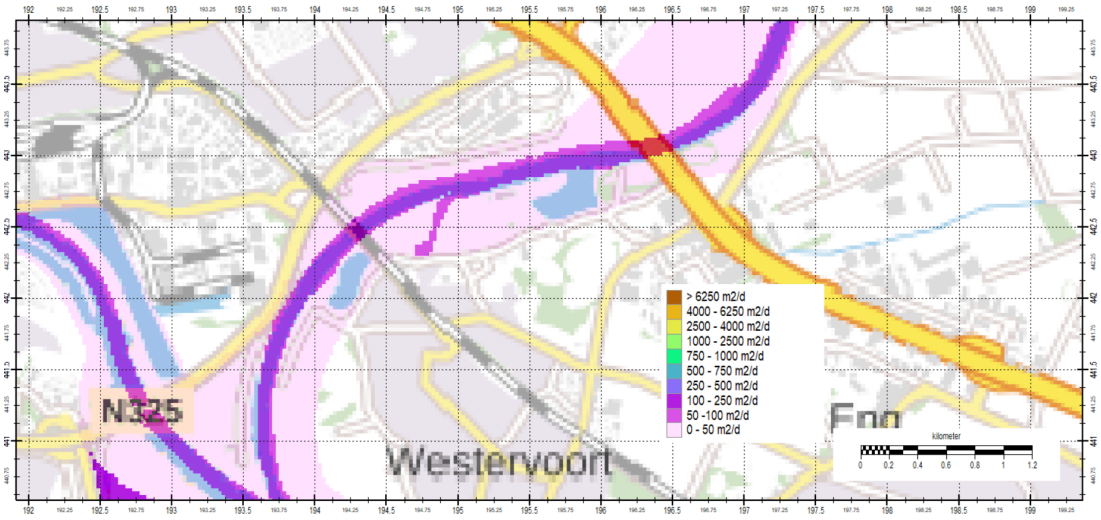
De sportvelden aan de westkant van het projectgebieden worden gedraineerd. Deze drainage was al in het bestaande model opgenomen met een drainage niveau van 0.8 m onder maaiveld en een conductance van 8.9 m2/dag. Het is onbekend hoe diep deze drainage precies zit en hoe dicht deze is aangelegd.



Figuur 4.2 Drainage systeem amigo 3.2

4.6 Conductance IJssel

In het basis model heeft het winterbed van de IJssel een conductance van 20.8 m2/dag wat gelijk staat aan een weerstand van 30 dagen. Het zomerbed heeft conductance van 62.5 m2/dag wat gelijk staat aan een weerstand van 10 dagen. Deze weerstanden vallen binnen de realistische range van 10-30 dagen voor het winterbed en 1-10 dagen voor het zomerbed. Deze weerstand is afhankelijk van de hoeveel slib in het winter en zomer bed. Het is onbekend wat precies de waardes zijn van deze factoren, daarom wordt dit meegenomen in de gevoeligheidsanalyse (Hoofdstuk 5.2).



Figuur 4.3 Conductance van de IJssel zomer en winterbed van het basis model

4.7 Overige watergangen

De watergangen binnen het plangebied hebben een peil van 7.88 m NAP, dit is gelijk aan streefpeil binnen het gebied. De waterlopen hebben een weerstand van 1 dag en een infiltratie

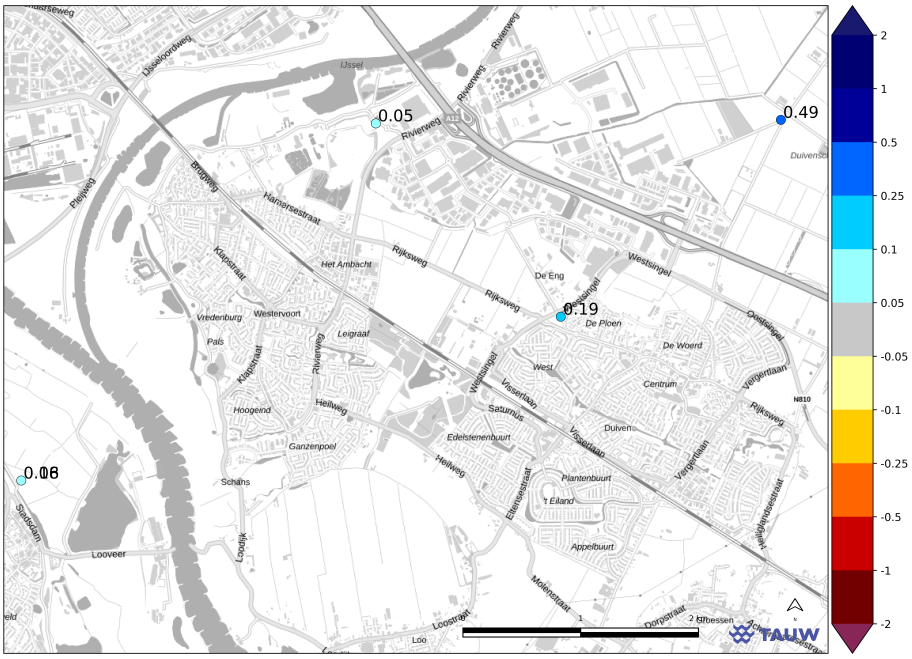
factor van 0. Waardoor deze watergangen alleen kunnen draineren en geen voedende werking hebben.

5 Modelaanpassingen en -validatie

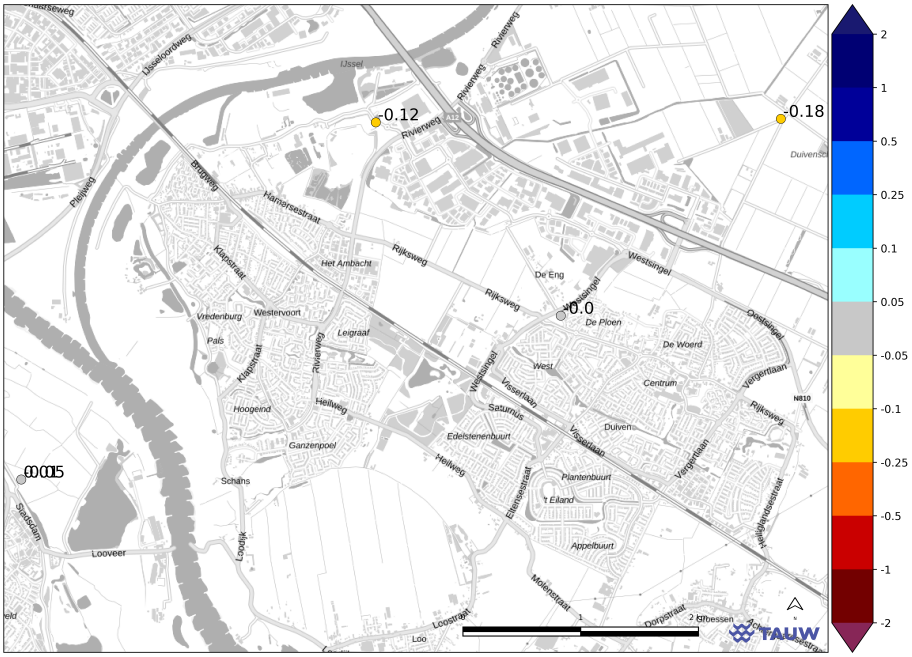
5.1 Conclusie modelcontrole

Het basis model is gevalideerd voor de GxG periode van 2010 t/m 2020. Op basis van deze peilbuizen bleek het model goed te presteren voor de peilbuizen in het 1^{e} watervoerende pakket onder de deklaag. De GHG situatie is iets natter en de GLG situatie is iets te droog maar geen significante afwijkingen rond het projectgebied (Figuur 5.1 en 5.2). Echter bleek in de hoogwatersituatie dat gemeten stijghoogtes nabij de IJssel te hoog waren ten opzichte van de gemeten grondwaterstanden. Deze stijghoogtes hebben afwijking tussen de 0.1 en 0.5 m. Wat vooral opvalt is dat het uitzak gedrag (Figuur 5.3) van de stijghoogte niet overeenkomt met de gemeten waardes. Aangezien dit een belangrijk onderdeel is van deze studie is het noodzakelijk een verbeter slag te doen. Om gevoel te krijgen welke factoren deze afwijkingen kunnen verkleinen is er een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd.

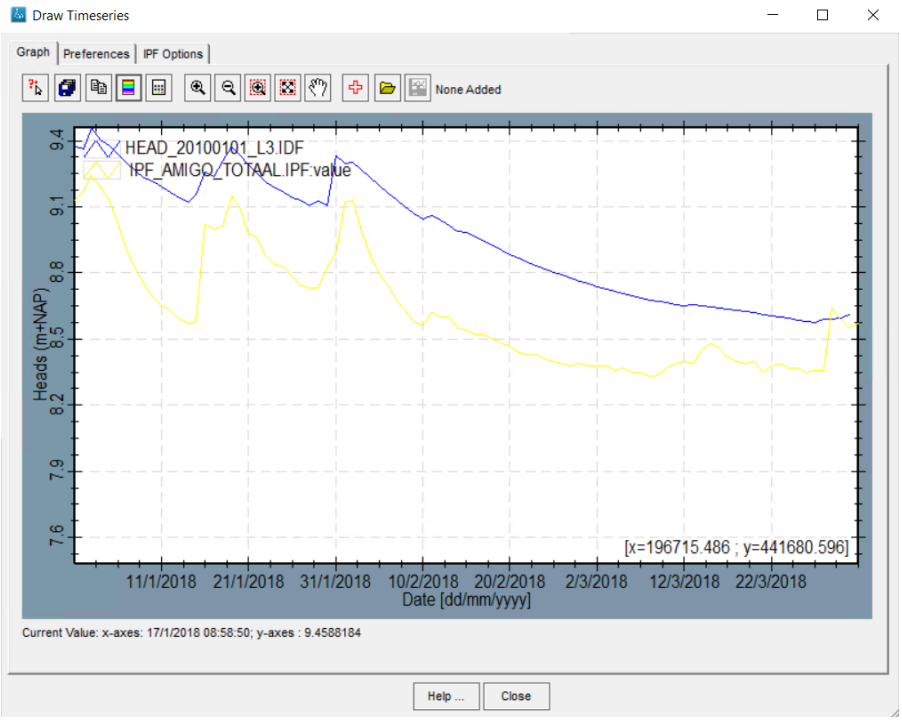
Kenmerk R001-1295453SGR-V02-efm-NL



Figuur 5.1 Validatie basis model GHG 1e watervoerende pakket



Figuur 5.2 Validatie basis model GLG 1e watervoerende pakket



Figuur 5.3 Gemeten stijghoogte (geel) ten opzichte van berekende stijghoogte (blauw) tijdens hoogwatersituatie situatie in 2018

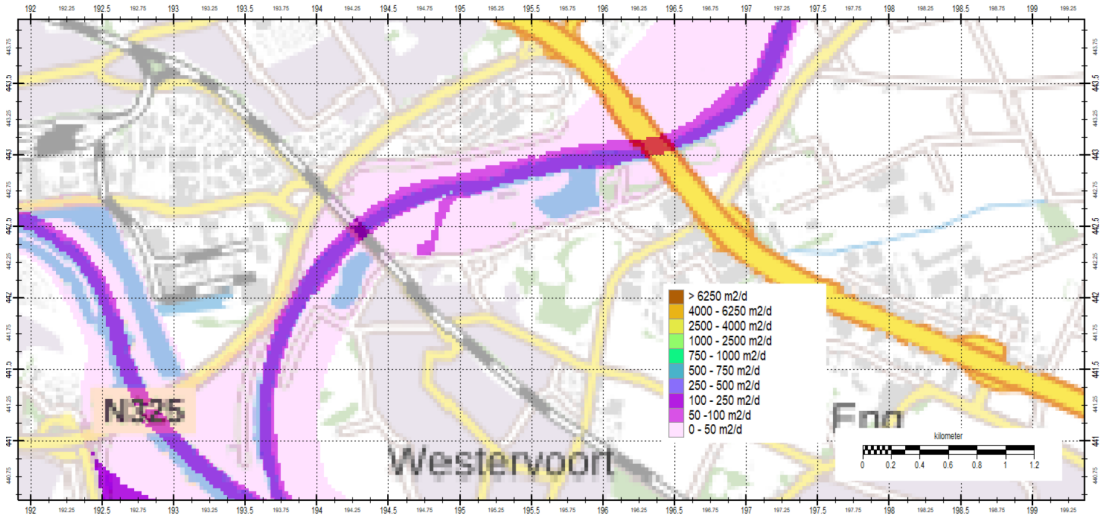
5.2 Gevoeligheidsanalyse

Met als doel om het model te verbeteren met name tijdens de hoogwatersituatie is er een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd. Bij deze gevoeligheidsanalyse zijn de volgende parameters aangepast:

- Conductance IJssel
- Deklaagweerstand
- Doorlaatvermogen 1^{e} watervoerende pakket

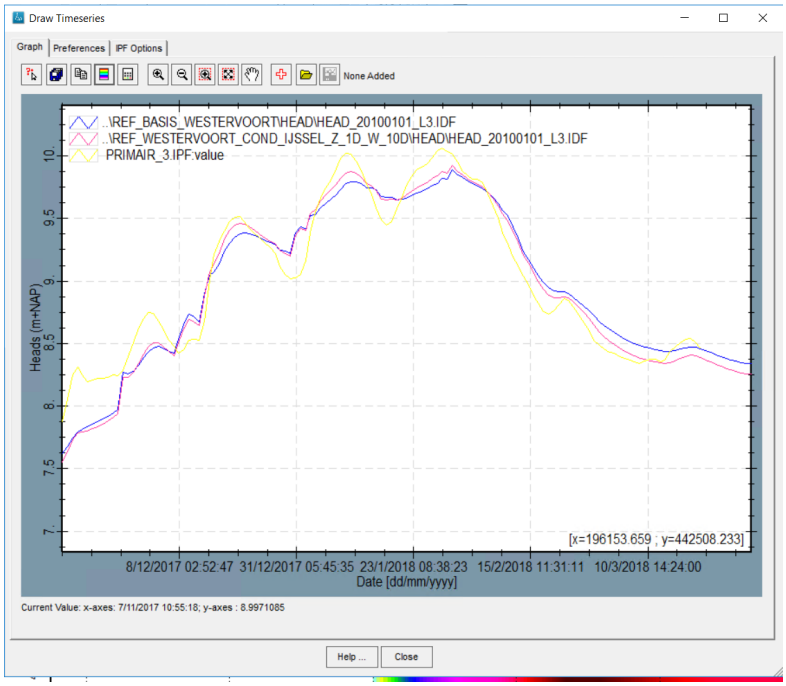
5.2.1 Conductance IJssel

De conductance van het zomerbed IJssel had in het basis model een waarde van 62.5 m2/dag wat gelijk staat aan een weerstand van 10 dagen en het winterbed had een weerstand van 30 dagen (Figuur 5.4). Deze waardes zijn voor de gevoeligheidsanalyse teruggebracht tot 1 dag weerstand van het zomerbed en 10 dagen weerstand voor het winterbed. Hiermee krijgt de IJssel een grotere invloed op de stijghoogten in het watervoerend pakket.



Figuur 5.4 Conductance IJssel basis model

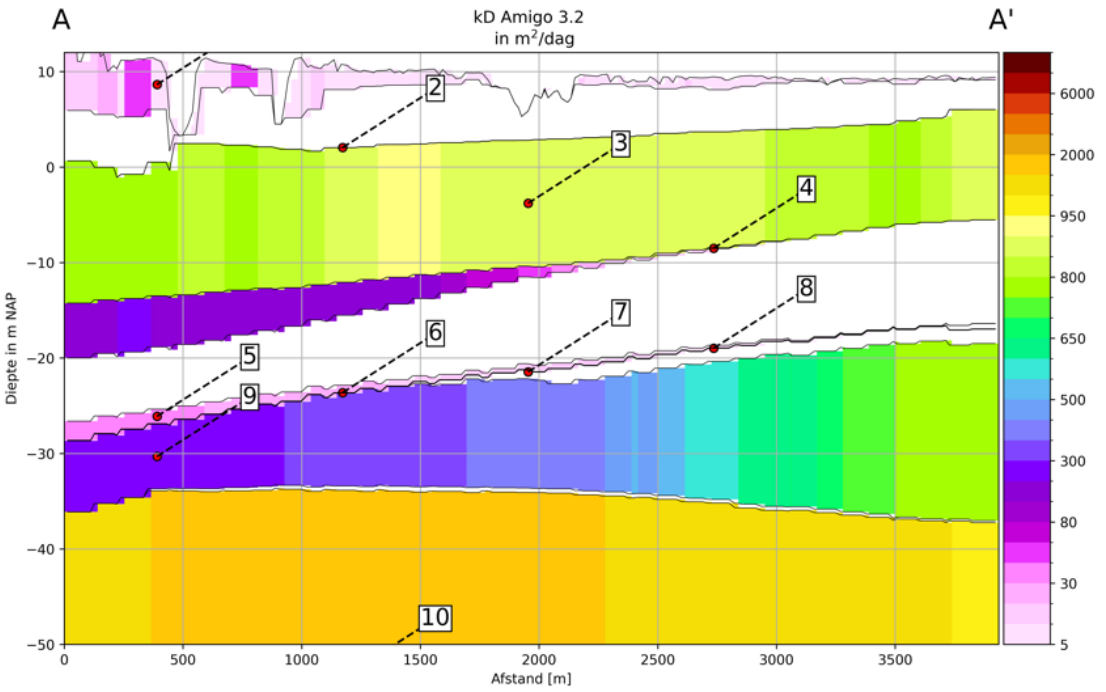
Deze aanpassing had beperkt effect op de stijghoogtes in het 1e watervoerende pakket. De stijghoogtes benaderen wel de pieken beter echter veranderd er niets aan het uitzak gedrag. Op basis van validatie van de GHG en GLG bleek dit juist tot een kleine verslechtering van de modelresultaten te leiden.



Figuur 5.5 Gemeten stijghoogte (geel) ten opzichte van berekende stijghoogte (blauw: basismodel, rood: gevoeligheidsanalyse) tijdens hoogwatersituatie situatie in 2018

5.2.2 Doorlaatvermogen 1e watervoerende pakket

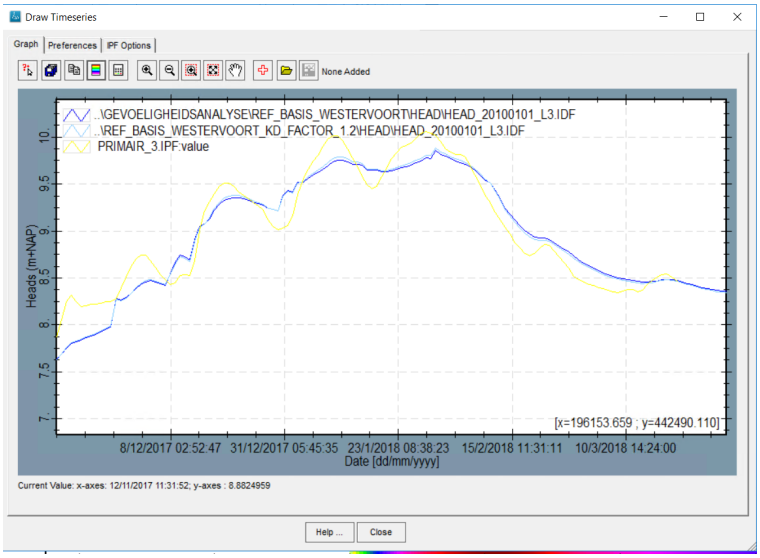
Het doorlaatvermogen van het eerste watervoerende pakket is in het basis model circa 900 m2/dag. Dit watervoerende pakket bestaat uit de formatie van Kreftenheye met een dikte van circa 10 meter. Bij een eerdere studie[4] een doorlaatvermogen van 1050 m2/dag voor dit watervoerende pakket aangehouden wat toen geacht werd als een realistische waarde voor dit gebied. Om deze reden zal voor de gevoeligheidsanalyse het doorlaatvermogen van het eerste watervoerende pakket verhoogd worden met een factor 1.2.



Figuur 5.6 Doorlaatvermogen (kD) grondwatermodel Amigo 3.2

Deze aanpassing heeft een beperkt effect op de stijghoogtes in het eerste watervoerende pakket. Waarschijnlijk komt dat doordat de aanpassingen relatief klein was echter. Echter lijkt het niet realistisch om deze factor nog verder aan te passen. Bovendien wordt het uitzak gedrag van de stijghoogte ook niet verbeterd.

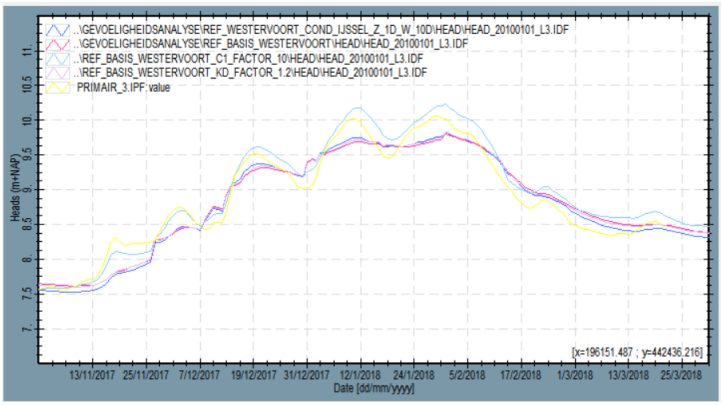
[4] Grondwatermodellering Seingraaf Duiven 2016, R001-1231399MGS-V01



Figuur 5.7 Gemeten stijghoogte (geel) ten opzichte van berekende stijghoogte (blauw: basismodel, donkerblauw: gevoeligheidsanalyse) tijdens hoogwatersituatie situatie in 2018

5.2.3 Deklaag weerstand

Op basis van de modelcontrole bleek dat de deklaag weerstand van 30 dagen in het model mogelijk een sterke onderschatting is van de werkelijk weerstand. Op basis van de boringen bleek dat de deklaag tussen de 1 en 4 meter dik is. Dat zou potentieel een veel hogere weerstand hebben dan de huidige weerstand in het model. Daarom wordt de gevoeligheidsanalyse deklaag weerstand verhoogd met een factor 10 tot circa 300 dagen.



Figuur 5.8 Gemeten stijghoogte (geel) ten opzichte van berekende stijghoogte (rood: basismodel, lichtblauw: gevoeligheidsanalyse C1, geel: gemeten stijghoogte) tijdens hoogwatersituatie situatie in 2018

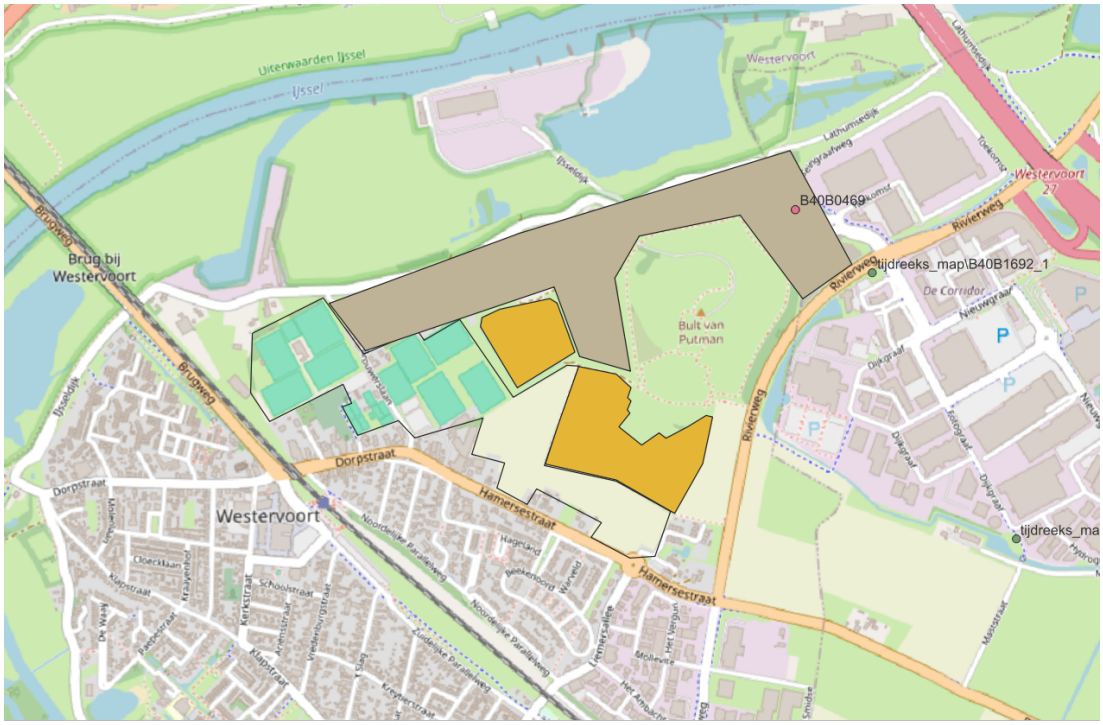
Door de deklaag weerstand gebiedsdekkend te verhogen werden de stijghoogtes tijdens de hoogwatersituatie bij de meeste peilbuizen niet beter. Echter bleek dat de peilbuis bij de dijk een stuk beter de fluctuaties van de gemeten stijghoogte te volgen. Dit betekent dus dat het lokaal aanpassen van de deklaag weerstand bij de dijk leidt tot verbetering van het model.

5.3 Modelaanpassingen

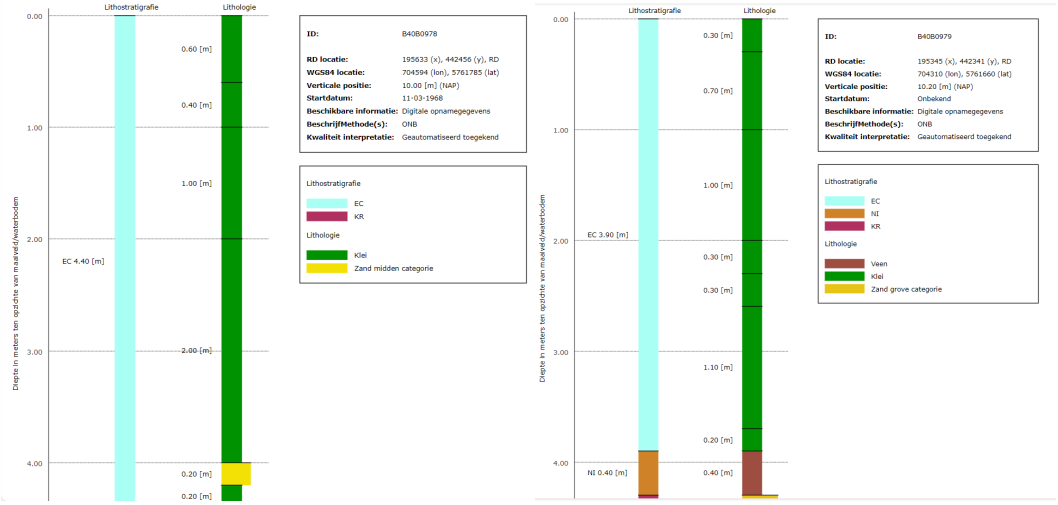
Op basis van deze gevoeligheidsanalyse blijkt dat aanpassingen aan de conductance van de IJssel en het doorlaatvermogen van het 1e watervoerende pakket niet leidt tot significante verbetering. De aanpassingen van de deklaag weerstand bleek lokaal wel tot verbetering te leiden. De deklaag weerstand wordt daarom lokaal aangepast op basis van dit inzicht en aanwezige boorbeschrijvingen. Uit de validatie en gevoeligheidsanalyse bleek dat het uitzak gedrag van het model niet overeenkomt met de gemeten waardes. Hierdoor zijn de berekende stijghoogtes een overschatting ten opzichte van de gemeten stijghoogtes bij de hoogwatersituatie. Om dit te verbeteren is er een aanpassingen gedaan aan het infiltratie gedrag van de IJssel in het winterbed bij hoogwater.

5.3.1 Deklaagweerstand (C1)

Uit de gevoeligheidsanalyse bleek dat het verhogen van de deklaag bij de IJsseldijk lokaal tot een verbetering van het model bij de hoogwater situatie leidt. De aanpassing van de deklaag wordt door gevoerd in het dun bebouwde gebied (Figuur 5.9) langs de IJssel met uitzondering van de kleiputten en de berg van Putman. Op basis van een aantal boringen bleek dat de in deklaag in dit gebied een dikte had van ongeveer 4 meter (5.10). Op basis van deze gegevens wordt de deklaagweerstand in het model aangepast naar 200 dagen.



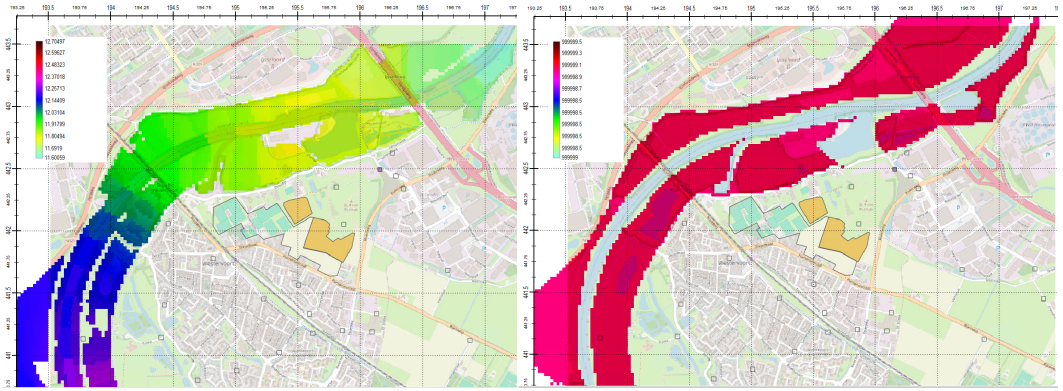
Figuur 5.9 Gebied waar de deklaag weerstand aangepast wordt naar 200 dagen (grijsbruin)



Figuur 5.10 Boring B40B0978 en B40B0979, locaties bij de IJsseldijk (dinoloket)

5.4 Aanpassing winterbed IJssel

Het niet goed uitzakken van de stijghoogtes, wat bleek uit de validatie, kan verklaard worden door overmatige infiltratie van water in het winterbed. Het water dat bij dalend waterpeil in de uiterwaarde staat zal in het basis model volledig infiltreren. Dit is niet realistisch aangezien het grootste deel hiervan naar het zomerbed zal afstromen en vervolgens worden afgevoerd. Door variabele drainage toe te voegen in het winterbed die mee beweegt met het IJsselpeil kan verbeterd worden. Deze variabele drainage simuleert deze afstroom van water via de IJssel.



Figuur 5.11 Aanpassing winterbed IJssel, links het IJssel bij hoogwater, rechts het gedeelte van het winterbed waar drainage in zit dat gaat afvoeren

5.5 Kleiputten

De kleiputten worden in het model opgenomen als drainage niveau met een hoge conductance omdat deze functioneren als een drain binnen het gebied. Het drainage niveau is gelijk gesteld aan het streefpeil. De deklaag bij de kleiputten is groten deels afwezig doordat deze is afgegraven ten behoeve van klei winning. Om deze reden is de weerstand van de deklaag onder de kleiputten teruggebracht tot 20 dagen.

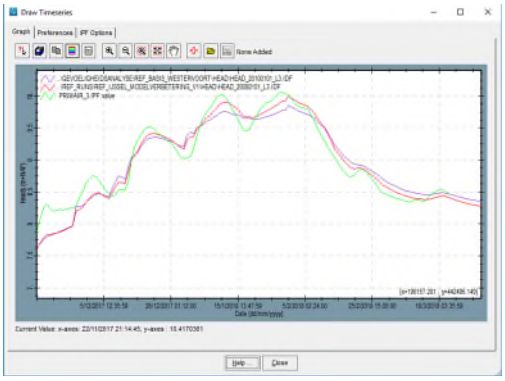
5.6 Drainage sportvelden en bebouwing

Doordat hier niet meer informatie van beschikbaar is van hoe de drainage in werkelijkheid onder de sportvelden ligt, wordt er uit gegaan van de waardes die al in het model zitten (Figuur 4.2). Dit lijken ook realistische waardes te zijn voor dit type drainage. Uitgaande van een de drainage diepte tussen de 60 en 80 m-mv en een drainage buis op elke 5 m. Drainage in het stedelijk gebied ontbreekt in het basis model, om deze reden is de buisdrainage systeem dat voor het NHI is ontwikkeld toegevoegd aan het model[5].

5.7 Validatie resultaat definitief model

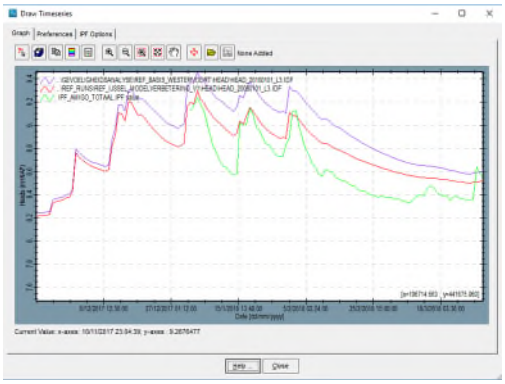
De aanpassingen doorgevoerd in het model blijken te resulteren in een beter model tijdens de hoogwatersituatie. De stijghoogtes zakken beter uit een de pieken worden beter gemodelleerd waardoor de overschatting kleiner wordt (Figuur 5.12-5.17). Deze aanpassingen hebben wel tot een kleine verslechtering van de gemiddelde stijghoogtes (GxG's) geleid (Figuur 5.18). Echter blijven deze afwijkingen beperkt tot 10-20 cm rond het plangebied. De peilbuizen binnen het plangebieden laten een vergelijkbare dynamiek en bereik zien als de berekende stijghoogtes. Tijdens de hoogwatersituatie van december 2023, hoogwatergolf vergelijkbaar met 2018, stegen de stijghoogtes in het plangebied tot 9.8 m NAP, dit is vergelijkbaar met de modelresultaten.

[5] STOWA, Kaart met voorkomen, weerstand en diepteligging buisdrainage. Buisdrainage (nhi.nu)

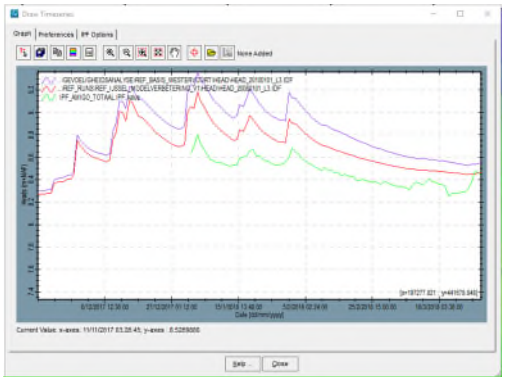


Figuur 5.12 Stijghoogte peilbuis B40B0469 tijdens hoogwatersituatie

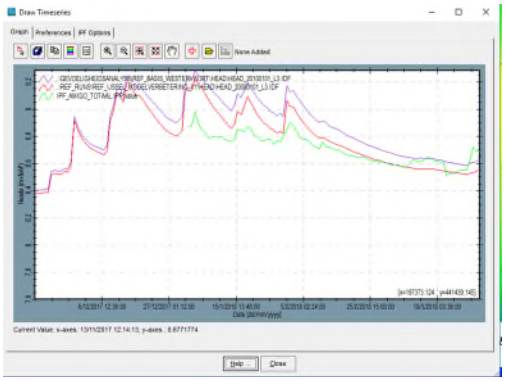
Figuur 5.13 Stijghoogte peilbuis B40B1692 tijdens hoogwatersituatie



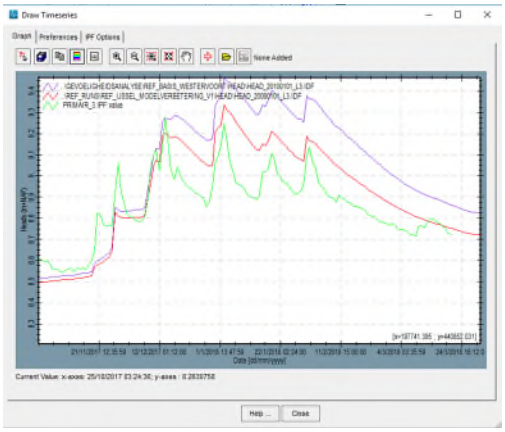
Figuur 5.14 Stijghoogte peilbuis B40B1760 tijdens hoogwatersituatie



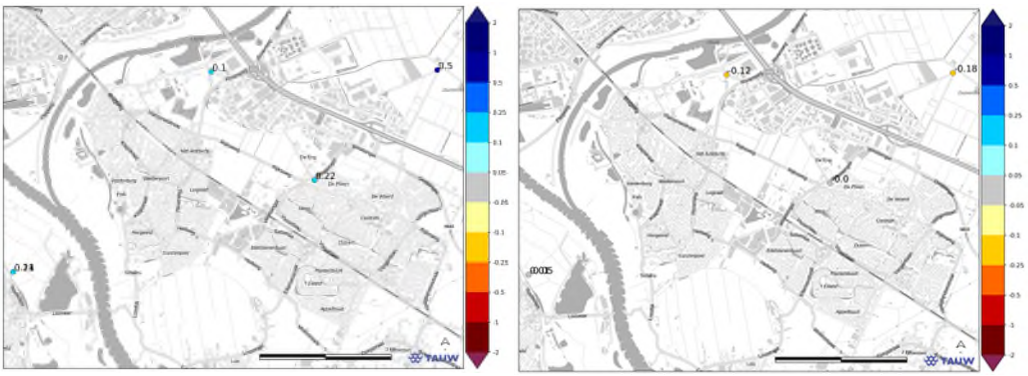
Figuur 5.15 Stijghoogte peilbuis B30B1761 tijdens hoogwatersituatie



Figuur 5.16 Stijghoogte peilbuis B40B1688 tijdens hoogwatersituatie



Figuur 5.17 Stijghoogte peilbuis B40B0602 tijdens hoogwatersituatie



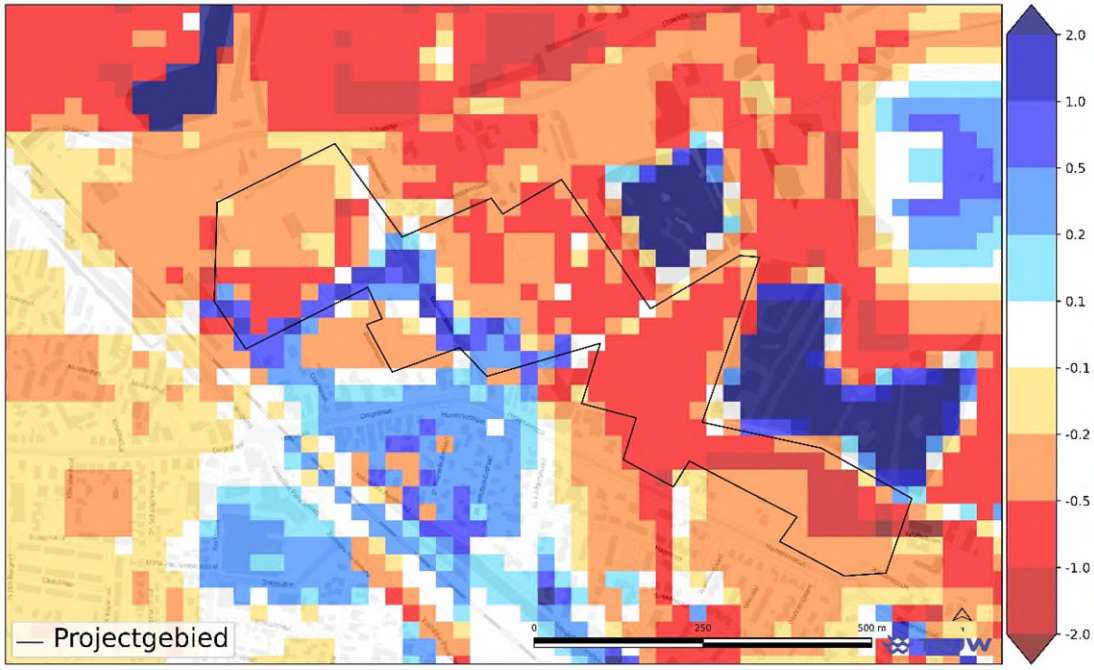
Figuur 5.18 Validatie aangepast model GHG (links) en GLG (rechts) 1e watervoerende pakket

6 Hydrologische analyse plangebied

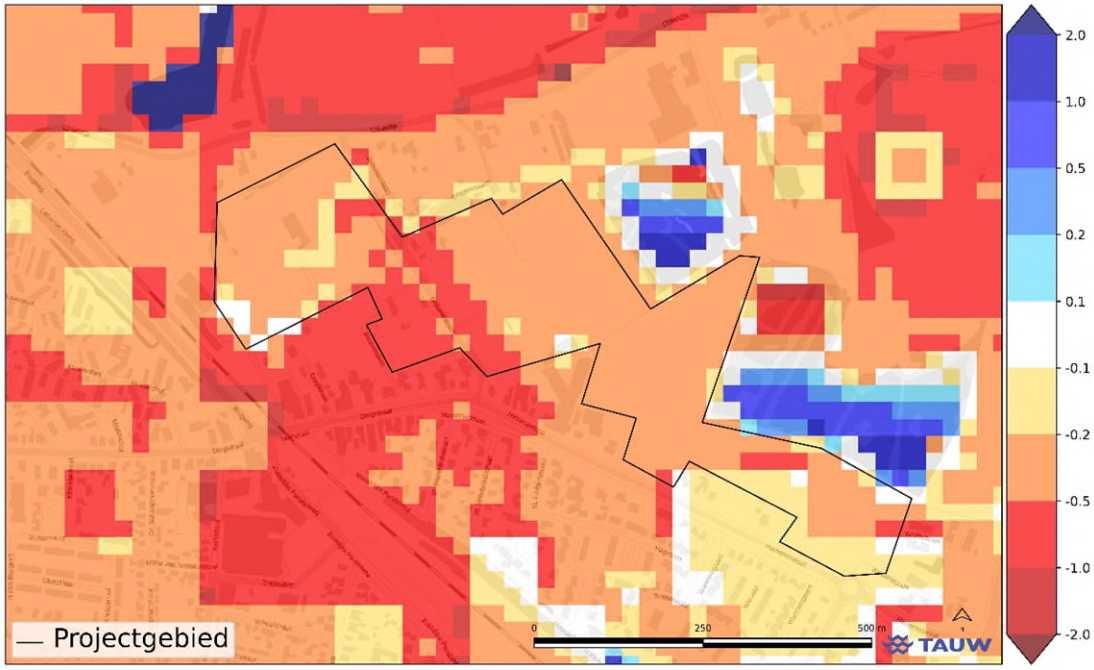
Voor de berekening van de hydrologische situatie binnen het plangebied is het drainage bij de sportvelden uit het model gehaald. Deze drainage ligt hier vanwege de sportvelden en zal niet meer aanwezig zijn bij het verdwijnen van de sportvelden. Om deze reden kan de drainage van deze sportvelden een vertekend beeld geven van de grondwaterstanden en stijghoogtes die als uitgangspunt gelden voor planhoogte.

6.1 Kwel/wegzijging (zomer/winter)

Vanwege de aanwezigheid van de IJssel vindt er in gemiddelde zomer en winter situatie wegzijging plaats in dit gebied. Lokaal zijn er zijn plekken waar tijdens de winter kwel plaatst vindt. Deze kwel vindt plaats rond de waterlopen (Figuur 6.1). In de gemiddelde zomer situatie is er binnen het volledig plangebied sprake van wegzijging met een flux van 0,2 tot 0,5 mm/dag (figuur 6.2).



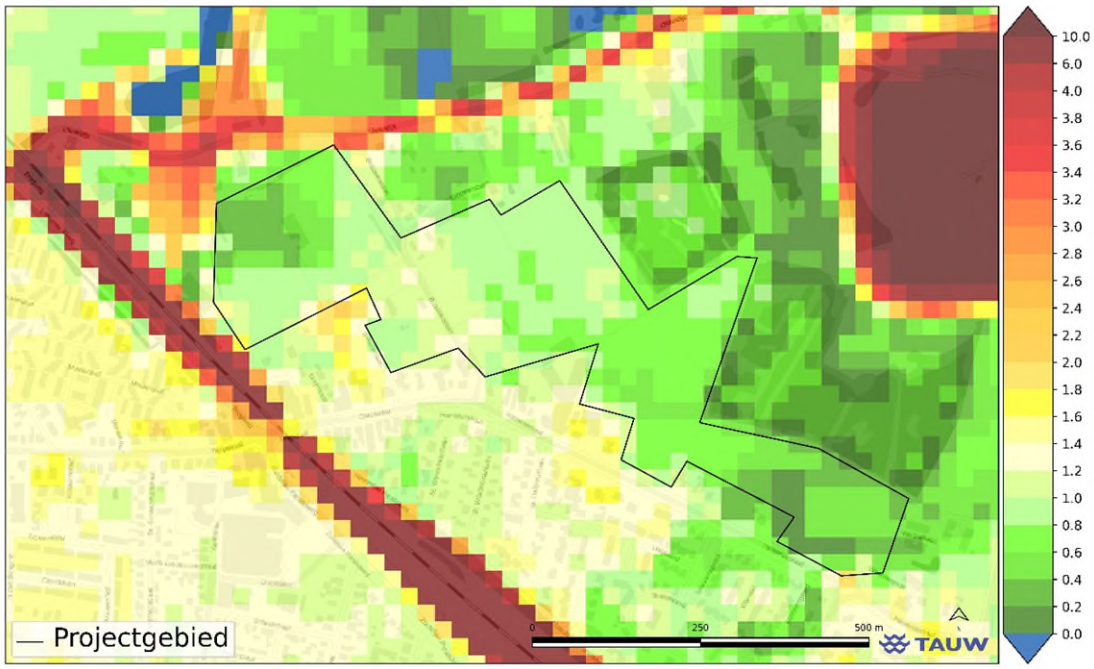
Figuur 6.1 Gemiddelde winter kwel/wegzijging in het plangebied (kwel: blauw, wegzijging: rood)



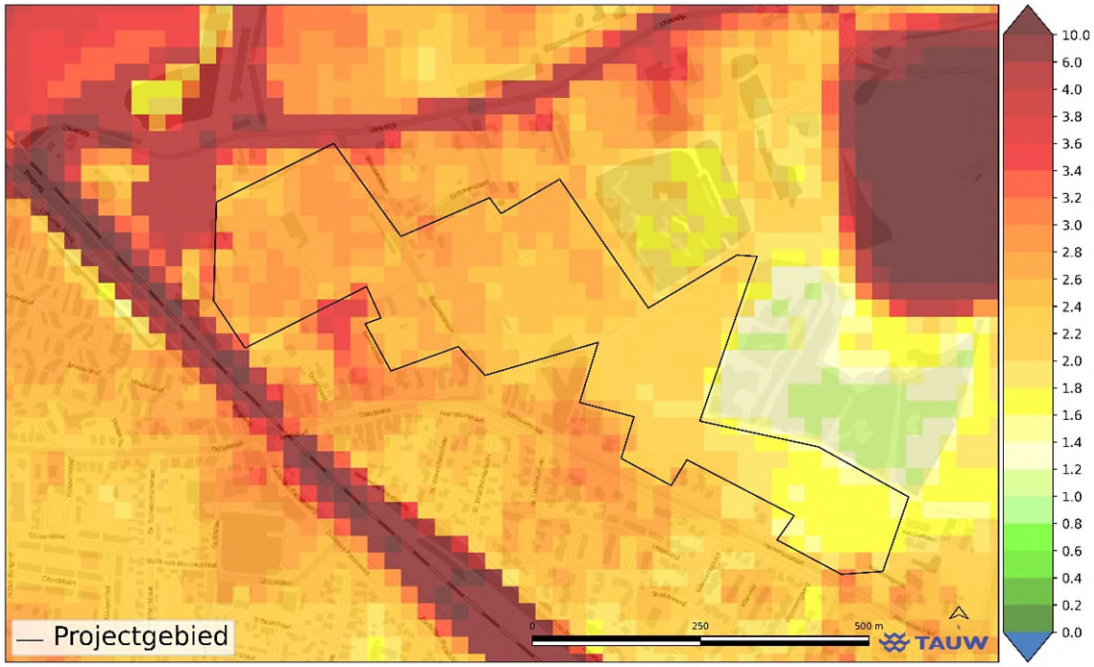
Figuur 6.2 Gemiddelde zomer kwel/wegzijging in het plangebied (kwel: blauw, wegzijging: rood)

6.2 GHG en GLG

De ontwateringsdieptes bij GHG (figuur 6.3) liggen tussen de 0.2 en 0.8 meter onder maaiveld. In de lager gelegen gebieden liggen de grondwaterstanden tussen de 0.2 en 0.4 meter onder maaiveld waardoor dit lokaal tot wateroverlast kan leiden. De GLG grondwaterstanden (figuur 6.4) liggen tussen de 1.8 en 2.8 meter onder maaiveld. De GLG ligt beduidend lager door lagere IJsselpeilen en een verdampingsoverschot in de zomer.



Figuur 6.3 GHG ten opzichte van maaiveld

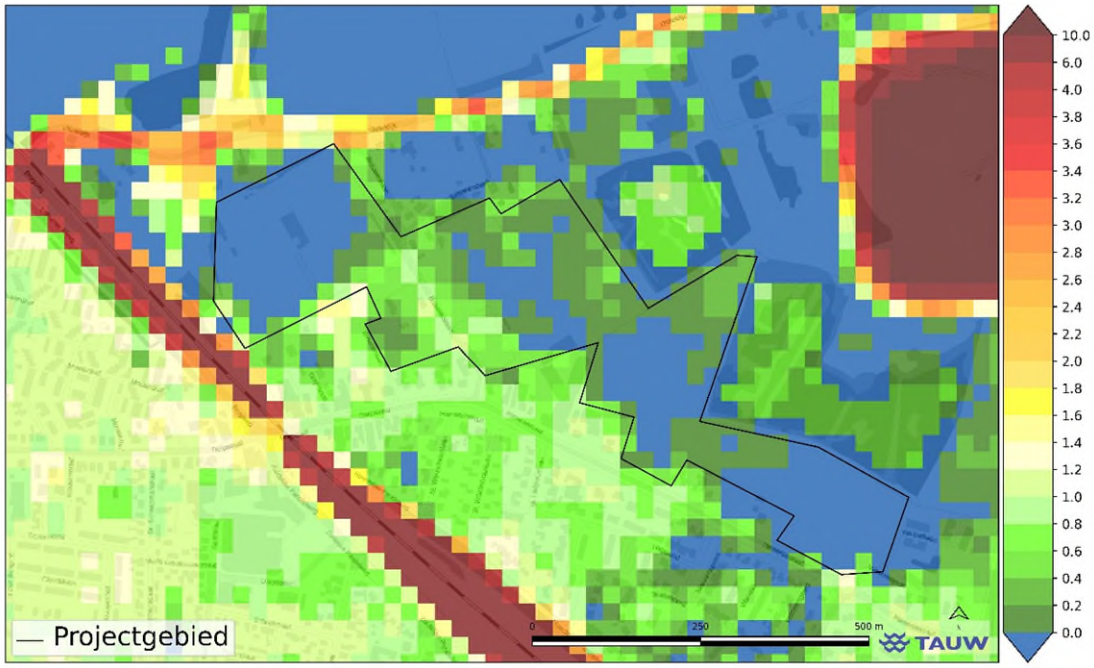


Figuur 6.4 GLG ten opzichte van maaiveld

6.3 Stijghoogteverloop en kwel tijdens hoogwatersituatie

6.3.1 Maximale GWS

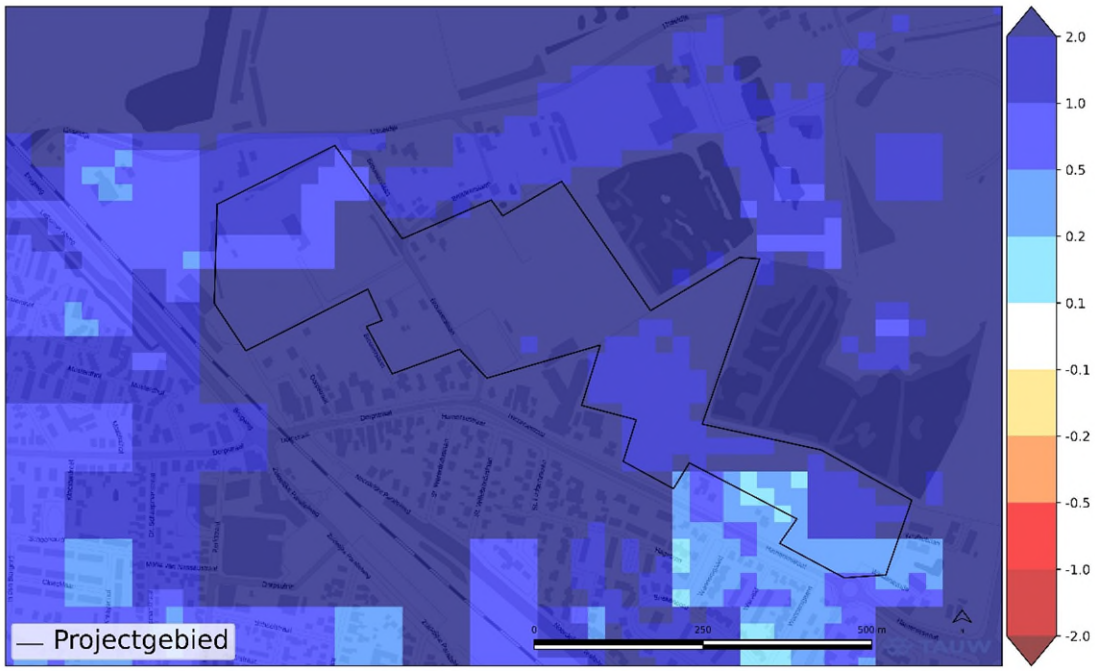
Met de huidige maaiveldhoogte (en afwezigheid van drainage onder de sportvelden) leidt de maximale grondwaterstand tijdens hoog water tot grondwaterstanden tot aan maaiveld (Figuur 6.5). Vanwege de hoge grondwaterstanden bestaat een reële kans op wateroverlast tijdens hoogwater situaties.



Figuur 6.5 Grondwaterstanden ten opzichte van maaiveld bij hoogwatersituatie binnen het plangebied in huidige situatie

6.3.2 Maximale kwel

Bij hoogwater van de IJssel is er sterke kwelflux aanwezig van meer dan 2 mm/dag in het plangebied (Figuur 6.6). Deze kwelflux is het gevolg van een hoog IJsselpeil dat zorgt voor verhoogde stijghoogtes in het eerste watervoerende pakket, waardoor binnendijks kwel optreedt richting het freatische grondwater.



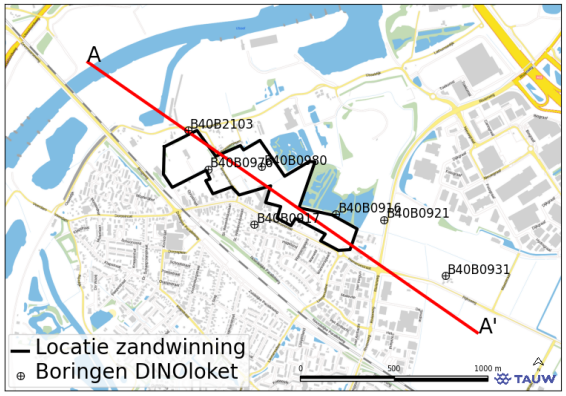
Figuur 6.6 Maximale kwelflux bij hoogwatersituatie in het plangebied Westervoort Noord

6.4 Analyse opbarstrisico's deklaag

Hoge stijghoogtes binnen het projectgebied als gevolg van de een hoogwatergolf kunnen leiden tot verhoogde opbarstrisico's. Om deze reden is er een opbarstberekening uitgevoerd op basis van de berekende stijghoogtes bij deze hoogwatersituatie. De belangrijkste factoren die deze opbarstrisico bepalen zijn de stijghoogte van het watervoerende pakket, niveau van onderkant deklaag en het volumegewicht van de deklaag. Bij de analyse van deze opbarstrisico's wordt zo veel mogelijk rekening gehouden met de heterogeniteit van de deklaag. Om deze reden wordt er ook gekeken naar het effect van een dunnere deklaag dan uit de beschikbare boringen herleidbaar is.

6.4.1 Beschikbare gegevens deklaag parameters

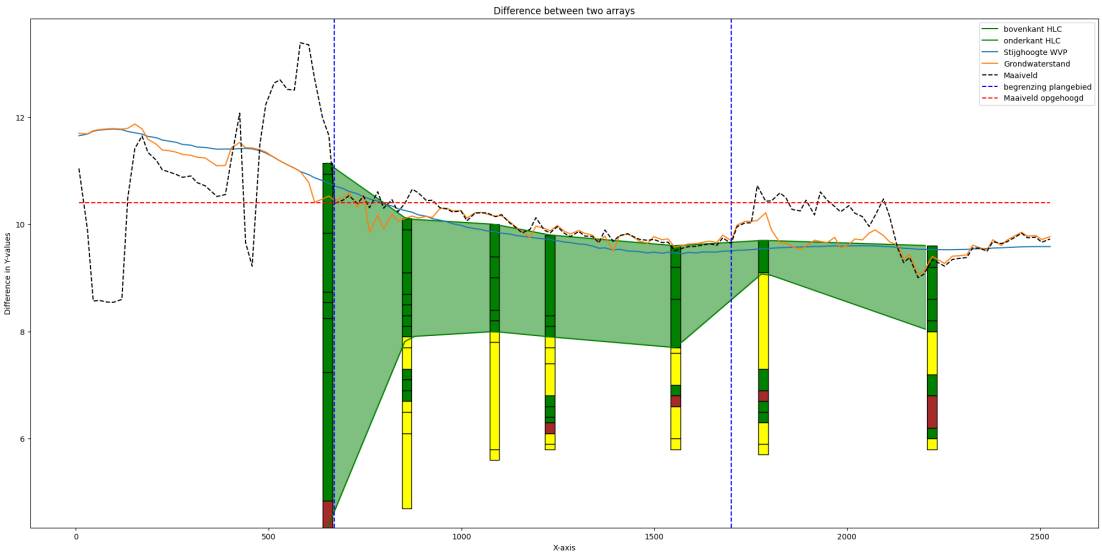
De onderkant deklaag en het deklaag volumegewicht is gebaseerd op een aantal boringen binnen en net buiten het plangebied. De boringen hebben een maximale afstand tot de profiellijn van 500 meter (Figuur 6.7), daarmee wordt een zo representatief mogelijk beeld gecreëerd van de deklaag binnen het plangebied.



Figuur 6.7 Beschikbare boringen in en rond het plangebied voor deklaag parameters t.b.v. opbarstberekening

6.4.2 Interpolatie deklaag

Uit deze gegevens is een door lineare interpolatie een inschatting van de deklaag dikte binnen het plangebied gemaakt (Figuur 6.6). In de basis wordt ervan uit gegaan dat de onderkant van de deklaag alleen de onderkant van de eerste kleilaag is. Dit is een worstcase benaderen omdat de gronddruk in dat geval het laagste is en daardoor het kans op opbarsten het grootst.



Figuur 6.8 Geïnterpoleerde deklaag dikte binnen plangebied met grondwaterstand, stijghoogte 1e watervoerende pakket en maaiveld

6.4.3 Uitgangspunten opbarstberekening

De opbarstberekening is uitgevoerd volgens NEN 9997-111. Een belangrijk uitgangspunt voor deze berekening is het volumegewicht van de klei en het ophoogzand. Voor klei is er gekeken naar het meest voorkomende grondtype binnen het gebied. Uit de boringen bleek dat het bodem overwegend bestaat klei matig zandig (15 kN/m^3). Als uitgangspunt voor het ophoog zand wordt uitgegaan van droog zand van 18 kN/m$^{3.}$. Dit heeft geleid tot de volgende uitgangspunten voor de opbarstberekening (waardes volgens NEN 9997-111):

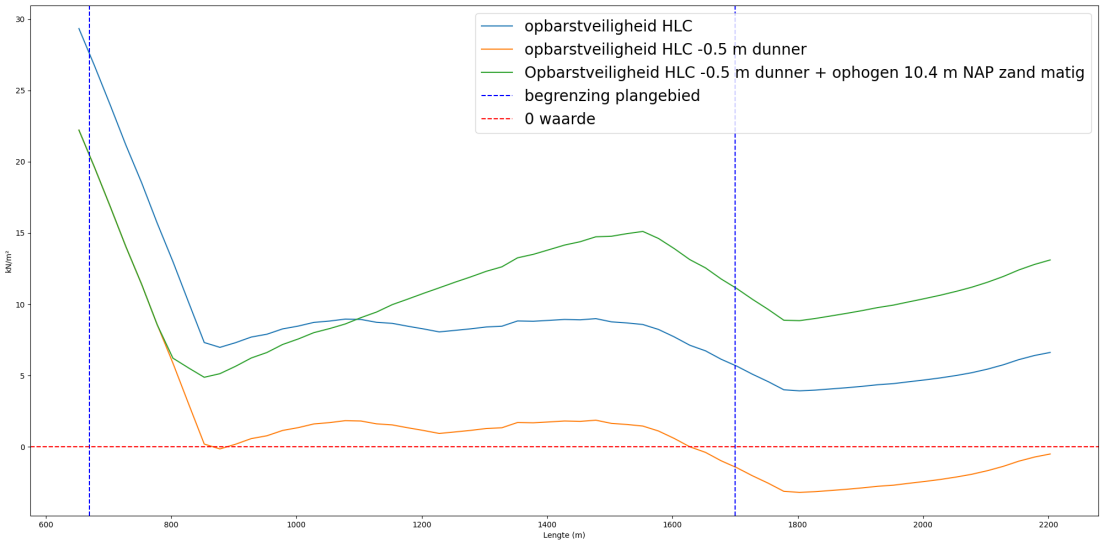
- Grondgewicht droogzand: 18 kN/m^3
- Grondgewicht klei matig zandig: 15 kN/m^3
- Correctiefactor grondgewicht: 0.95
- Correctiefactor opwaarstedruk: 1.05

6.4.4 Opbarstberekening

Het opbarstrisico is berekend voor drie verschillende scenario's. Het eerste scenario beschrijft de situatie waarbij de waarden zijn gebruikt zoals deze voortkomen uit de interpolatie van de boringen. Vanwege de heterogeniteit van de bodem is er een tweede scenario berekend, waarbij de kleilaag 0,5 meter dunner is, wat resulteert in een kleiner grondgewicht. Ten slotte is er op basis van dit tweede scenario een berekening uitgevoerd waarbij het plangebied integraal wordt opgehoogd tot 10,4 m NAP.

In figuur 6.9 is het opbarstrisico langs het dwarsprofiel (met aan de linkerzijde de dijk) weergegeven. Uit de figuur blijkt dat voor het scenario met een 0,5 meter dunnere deklaag de deklaag op meerdere locaties kan opbarsten. Bij de verwachte deklaagdikte (blauwe lijn) bestaat een kleine marge van circa 5 kN/m³, welke verdubbelt bij een integrale maaiveldverhoging tot 10,4 m NAP. De meest kritische locatie voor opbarsten bevindt zich op korte afstand achter de dijk, waar het huidige maaiveld rond 10,4 m NAP ligt en de verwachte deklaagdikte ruim 2 meter bedraagt.

Dit resultaat onderstreept het belang van de deklaagdikte binnen de eerste 200 meter vanaf de dijk. Het wordt aanbevolen om de deklaagweerstand in deze zone nader in kaart te brengen.



Figuur 6.9 Opbarstrisico verschil tussen gronddruk en opwaarstedruk 1e watervoerende pakket voor 3 verschillende scenario's

7 Conclusies en aanbevelingen

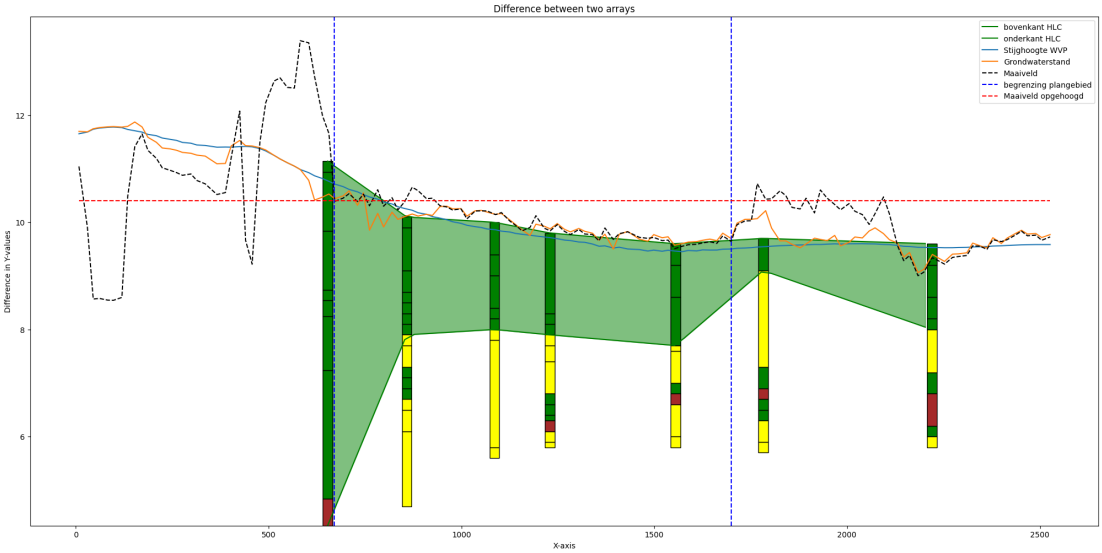
Planhoogte en opbarstrisico's

Voor dit plangebied wordt geadviseerd om een planhoogte van minimaal 10,4 meter NAP aan te houden. Met planhoogte wordt de hoogte van de bovenkant van de weg bedoeld; het vloerpeil van woningen ligt nog 20 cm hoger. In deze studie is de opbarstberekening de bepalende factor voor de planhoogte. Uit de resultaten blijkt dat ophogen tot 10,4 m NAP de kans op opbarsting significant verkleint bij een (T10) hoogwatergolf. Deze planhoogte komt overeen met de maaiveldhoogte in het aangrenzende bebouwde gebied ten zuiden van het plangebied, en past zonder grote aanpassingen binnen het huidige watersysteem. Gezien de ruimtelijke variatie van de deklaagdikte is het aanbevolen om deze dikte te verifiëren nabij de dijk. De deklaagdikte dient daar minimaal 2 meter te zijn om opbarstrisico's te vermijden. Daarnaast moet bij de aanleg van watergangen extra aandacht worden besteed aan het afgraven in de deklaag, aangezien dit de neerwaartse druk vermindert en het opbarstrisico vergroot.

Waterhuishouding

Door de ophoging neemt de ontwateringsdiepte toe, waardoor de kans op wateroverlast significant afneemt. In de huidige situatie zonder ophoging en drainage kan een T10 watergolf leiden tot stijging van de grondwaterstanden tot aan het maaiveld en op de laagstgelegen delen zelfs tot boven het maaiveld. Door de planhoogte op 10,4 meter te houden, wordt de kans aanzienlijk kleiner dat dit tot wateroverlast leidt tijdens een hoogwatergolf. Het is hierbij essentieel om een degelijk watersysteem aan te leggen om voldoende ontwateringsdiepte te creëren. Grondwaterstanden bij hoogwater zijn weergegeven in figuur 7.1, waarbij de rode lijn de voorgestelde planhoogte is en de zwarte lijn de huidige maaiveldhoogte. In de lager gelegen delen

van het plangebied stijgen de grondwaterstanden bij hoogwater tot aan of net boven het huidige maaiveld in de huidige situatie zonder ontwateringsmaatregelen. Door het maaiveld op te hogen tot de voorgestelde planhoogte, kan dit in combinatie met een geschikt ontwateringssysteem worden voorkomen.



Figuur 7.1 Geïnterpoleerde deklaag dikte binnen plangebied met grondwaterstand, stijghoogte 1e watervoerende pakket en maaiveld met in rood de geadviseerde planhoogte