

## VHB-CIV-RAP-DO-0004 – Ontwerpbasis

Status : Definitief  
 Documentnummer : W23-003-577  
 Datum : 17-02-2023  
 Revisie : 1.0  
 Werkpakket : WP-00086  
 Project : Prinses Margriettunnel A7  
 Projectnummer : W23-003

	Naam	Paraaf en Datum
<b>Opgesteld</b>	[Redacted]	5.1.2.e  Document wordt digitaal getekend en daarmee niet voorzien van parafen.
<b>Gecontroleerd</b>	[Redacted] / [Redacted]	
<b>Goedgekeurd</b>	[Redacted] [Redacted] (RWS)	
<b>Vrijgegeven</b>	[Redacted] (RWS)	

Van Hattum en Blankevoort B.V.  
 Lange Dreef 13  
 4131 NJ VIANEN  
 +31 (0)88 186 5100  
 www.vhbinfra.nl



<b>Document Historie</b>		
<b>Revisie</b>	<b>Omschrijving/Belangrijkste wijzigingen</b>	<b>Datum</b>
0.1	Eerste concept	31-01-2023
0.2	Twee concept versie na interne review	13-02-2023
1.0	Eerste uitgave	17-02-2023

## INHOUDSOPGAVE

<b>1</b>	<b>INLEIDING</b> .....	<b>3</b>
1.1	PROJECTBESCHRIJVING.....	3
1.2	OBJECTBESCHRIJVING.....	3
1.3	DOEL VAN HET DOCUMENT.....	3
1.4	SCOPE.....	3
1.5	BESTAANDE SITUATIE.....	5
<b>2</b>	<b>REFERENTIEDOCUMENTEN</b> .....	<b>8</b>
2.1	RANGORDE.....	8
2.2	CONTRACTDOCUMENTEN.....	8
2.3	NORMEN.....	8
2.4	RICHTLIJNEN.....	9
2.5	OVERIGE DOCUMENTEN.....	10
<b>3</b>	<b>UITGANGSPUNTEN ONTWERP</b> .....	<b>11</b>
3.1	ONTWERPLEVENSDUUR.....	11
3.2	BETROUWBAARHEID EN GEVOLGKLASSE.....	11
3.3	ONTWERPWATERSTANDEN, STIJGHOOGTE EN DROOGLEGGING.....	11
<b>4</b>	<b>MODELLERING, ONTWERPAANPAK EN TOETSINGEN</b> .....	<b>14</b>
4.1	SOFTWARE EN SPREADSHEETS.....	14
4.2	MODELLERING BETONCONSTRUCTIE.....	14
4.3	TOETSEN VAN RESULTATEN (BETONCONSTRUCTIE).....	14
4.4	TOETSEN VAN RESULTATEN (GEOTECHNIEK).....	14
<b>5</b>	<b>GEOTECHNISCHE UITGANGSPUNTEN</b> .....	<b>15</b>
5.1	GRONDONDERZOEK.....	15
5.2	GRONDDRUK OP TUNNELWAND.....	18
5.3	PAALFUNDERINGEN.....	19
<b>6</b>	<b>MATERIALEN</b> .....	<b>26</b>
6.1	BETON (BESTAANDE CONSTRUCTIE).....	26
6.2	BETONSTAAL.....	26
6.3	VOORSPANSTAAL.....	27
6.4	MATERIAALFACTOREN.....	28
6.5	MILIEUKLASSEN EN BETONDEKKING.....	28
<b>7</b>	<b>BELASTINGGEVALLEN</b> .....	<b>29</b>
7.1	PERMANENTE BELASTINGEN.....	29
7.1	VERANDERLIJKE BELASTINGEN.....	31
7.2	NIET IN REKENING GEBRACHT BELASTINGEN.....	35
<b>8</b>	<b>BELASTINGCOMBINATIES</b> .....	<b>36</b>
8.1	BELASTINGFACTOREN.....	36
8.2	MOMENTAANFACTOREN.....	37
8.3	BELASTINGCOMBINATIES.....	37
<b>9</b>	<b>UITVOERINGSASPECTEN</b> .....	<b>38</b>
9.1	UITVOERINGSKLASSE.....	38
<b>BIJLAGE A</b>	<b>GEOTECHNISCHE LANGSDOORSNEDE TUNNEL</b> .....	<b>I</b>
<b>BIJLAGE B</b>	<b>NOTITIE STIJGHOOGTEN DELTARES</b> .....	<b>II</b>

## 1 INLEIDING

### 1.1 Projectbeschrijving

Op dinsdag 13 december 2022 stelde een wegingspecteur van Rijkswaterstaat schade aan het asfalt vast bij moot 26 van de Noordelijke toerit van de Prinses Margrietunnel. Moot 26 bleek opgedreven. Dit proces is door het plaatsen van ballast gestabiliseerd, waarna voor de overige delen van de toeritten ook veiligheid-verhogende ballast is aangebracht.

Naar aanleiding van dit incident is besloten de bestaande moten van de toeritten welke voorzien zijn van trekpalen te voorzien van nieuwe trekelementen. De hypothese is dat meerdere trekelementen in diverse moten zijn bezwaken, en/of binnen afzienbare tijd zullen bezwijken. Dit in analogie met hetgeen is aangetroffen bij de herstelwerkzaamheden aan de Vlaktetunnel.

Ten behoeve van deze reconstructie dient er daarom een nieuw funderingsontwerp gemaakt te worden en dient de impact van het aanbrengen van de nieuwe fundering op de bestaande constructie beschouwd te worden.

### 1.2 Objectbeschrijving

Het betreft een bestaand aquaduct onder het Prinses Margrietkanaal. Het aquaduct is gebouwd medio 1977. De snelweg A7 tussen Joure en Sneek ligt met 2x2 rijstroken in het aquaduct.

De constructie bestaat uit een gesloten tunneldeel dat indertijd is afgezonken in het kanaal.

De toeritten zijn open constructies bestaande uit een (trek)paalfundatie, vloer en wanden.

Toerit ZO omvat de moten 1 t/m 22

Moten 1-4 zijn op staal gefundeerd, de moten 5-6 op drukpalen. Hier zijn geen voorgespannen trekstaven toegepast. Deze blijven daarom buiten beschouwing voor het herstelwerk.

Toerit NW omvat de moten 23 t/m 48

Hiervan zijn moot 39-48 en 37-38 respectievelijk op staal en drukpalen gefundeerd.

In de moten 7-22 en 23-36 zijn de trekpalen voorzien. In de hoger gelegen moten kan ook druk optreden in de palen. De trekpalen zijn uitgevoerd als vibropalen met een centrale voorspanstaaf welke is omgewikkeld met een vetband. De staven zijn voorgespannen en verankerd met schotels in de vloer. (Een aantal van) de trekpalen in moot 26 zijn daadwerkelijk bezwaken

Moot 22 en 23 liggen beiden net voor de tunnel en bevatten een waterkelder over de hele breedte van de moot.

### 1.3 Doel van het document

Deze Ontwerpbasis Algemeen beschrijft de uitgangspunten en randvoorwaarden voor het constructief ontwerp van de reconstructie van de Prinses Margrietunnel in de A7 tussen Joure en Sneek.

De reconstructie is beperkt tot de moten met trekpalen, inclusief de moten met waterkelder

Doel van het document is een overkoepelende, heldere en vaste basis voor het ontwerp.

In eerste instantie zijn eventuele uitgangspunten en keuzes t.b.v. de waterkelder niet meegenomen in deze ontwerpbasis. Indien nodig wordt dit in een later stadium aangevuld.

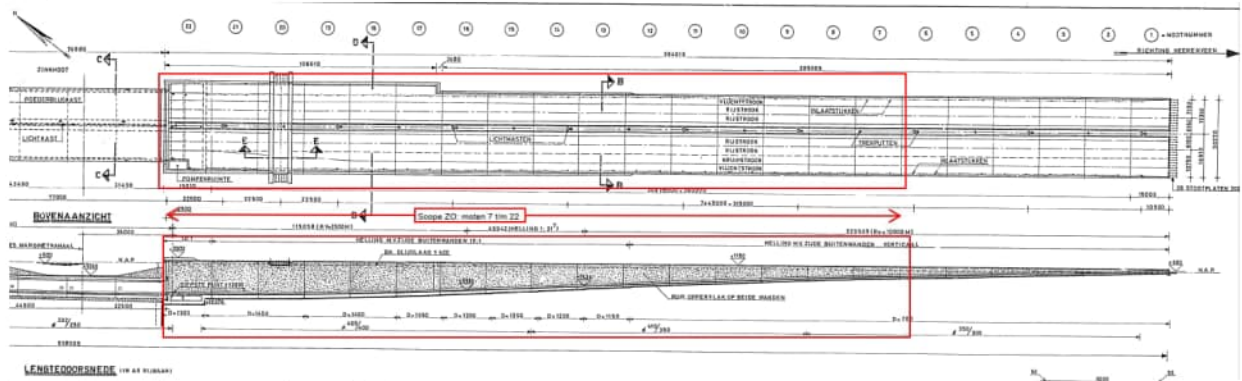
### 1.4 Scope

#### Scope constructie:

De reconstructie is beperkt tot de moten met trekpalen, inclusief de moten met waterkelder. De uitgangspunten in deze ontwerpbasis spitsen zich eerst toe op die voor de moten 7 t/m 21 en 24 t/m 36, in een later stadium worden hier eventueel afwijkende uitgangspunten t.b.v. de waterkelders (moot 22 en 23) aan toegevoegd.

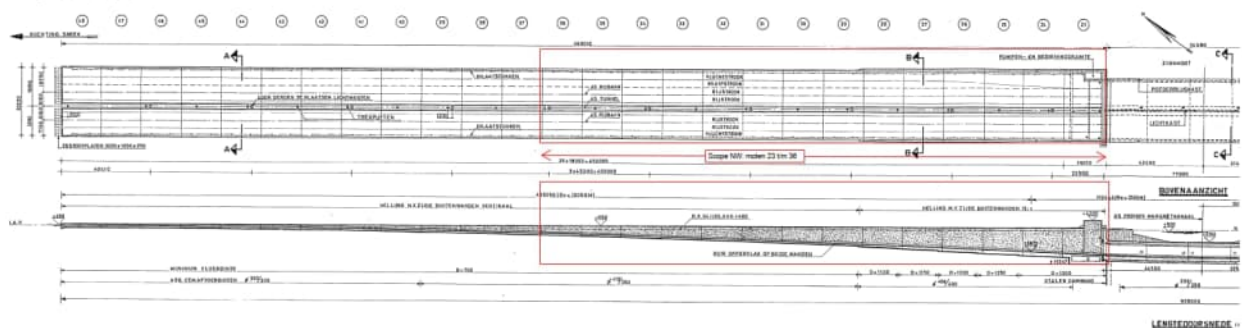
Zie onderstaande figuren.

**Toerit ZO:**



Figuur 1 Scope toerit ZO (moten 22 t/m 7)

**Toerit NW:**



Figuur 2 Scope toerit NW (moten 23 t/m 36)

Scope ontwerp herstelwerkzaamheden op basis van tabel 1.7 van de RBK (zie onder):

	Ongewijzigde doorsnedes (verificatie)		Gewijzigde doorsnedes (ontwerpen)		Geheel nieuwe delen/doorsnedes (ontwerpen)	
	Veiligheidsniveau	Restlevensduur	Veiligheidsniveau	Restlevensduur	Veiligheidsniveau	Ontwerp-levensduur
Gedeeltelijk vernieuwen	Gebruik	≥ 30*	Verbouw	≥ 30*	Nieuwbouw	≥ 100
Verbreden	Gebruik	≥ 30	Verbouw	≥ 30	Nieuwbouw	≥ 100
Versterken	Gebruik	≥ 30	Verbouw	≥ 30	Nieuwbouw**	≥ 100**
Veranderen	Gebruik	≥ 30	Verbouw	≥ 30	n.v.t.	n.v.t.

**tabel 1-7: Veiligheidsniveau en ontwerp-levensduur bij verbouw.**

De toetsing is opgedeeld in een aantal onderdelen:

- Toetsing nieuwe palen:
  - Palen worden beschouwd als geheel nieuwe delen
  - Er wordt gerekend met de factoren voor veiligheidsniveau 'Nieuwbouw'
  - Toetsingen conform ROK, voor zowel de ULS draagkracht, ULS sterkte en ULS vermoeiing
- Toetsing vloer:
  - De vloer wordt beschouwd als een gewijzigde doorsnede die na aanbrengen palen weer hersteld wordt (Versterken)
  - Er wordt gerekend met de factoren voor veiligheidsniveau 'Verbouw'
  - Toetsingen conform RBK, voor zowel ULS normaalkrachten, dwarskrachten en momenten in zowel dwars- als langsrichting.
- Toetsing wanden:
  - De wanden worden beschouwd als een ongewijzigde doorsnede waar enkel een verificatie van gedaan wordt (bij niet voldoen zullen maatregelen genomen dienen te worden)

- Er wordt gerekend met de factoren voor veiligheidsniveau 'Gebruik'
- T.o.v. de oorspronkelijke berekening is er geen toename van de optredende belastingen.
- De verificatie geschiedt in eerste instantie door het belastingeffect op de wanden van de gewijzigde geometrie van het palenplan te bepalen. Bij een verwaarloosbaar belastingeffect wordt de wand verondersteld als voldoende veilig voor zijn resterende levensduur.
- Toetsing bestaande palen:
  - Palen worden beschouwd als een ongewijzigde doorsnede t.a.v. het functioneren als drukpaal. Indien i.r.t. het nieuwe palenplan drukpalen benodigd zijn, dan worden de bestaande palen aanvullend getoetst op druk.
  - Er wordt gerekend met de factoren voor veiligheidsniveau 'Gebruik'
- Invloed herstelmaatregelen
  - De benodigde herstelwerkzaamheden hebben mogelijk een destructief gevolg voor de bestaande constructie
  - De gevolgen van herstelwerkzaamheden worden meegenomen in de beschouwing van de verschillende oplossingen. (bv bepalen restcapaciteit bij doorboren wapening en evt wapeningsherstel)

Buiten scope:

- Beschouwing eventuele schades door bv. krimp van de wanden of vloer. Conclusie uit schadeopname kan zijn dat aanvullende maatregelen genomen dienen te worden.

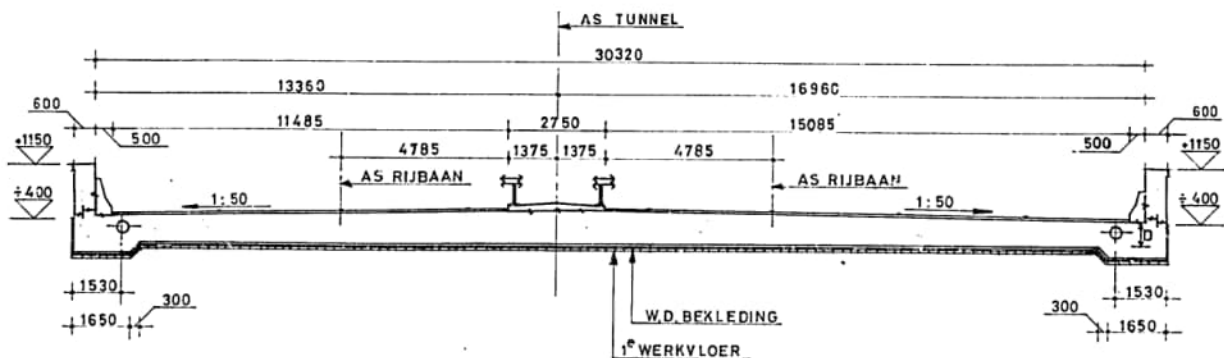
## 1.5 Bestaande situatie

Los van de moten met waterkelder (specials) is qua doorsnede onderscheid te maken in onderstaande 3 verschillende doorsnedetypen:

### Doorsnedetypen:

Doorsnede type A-A:

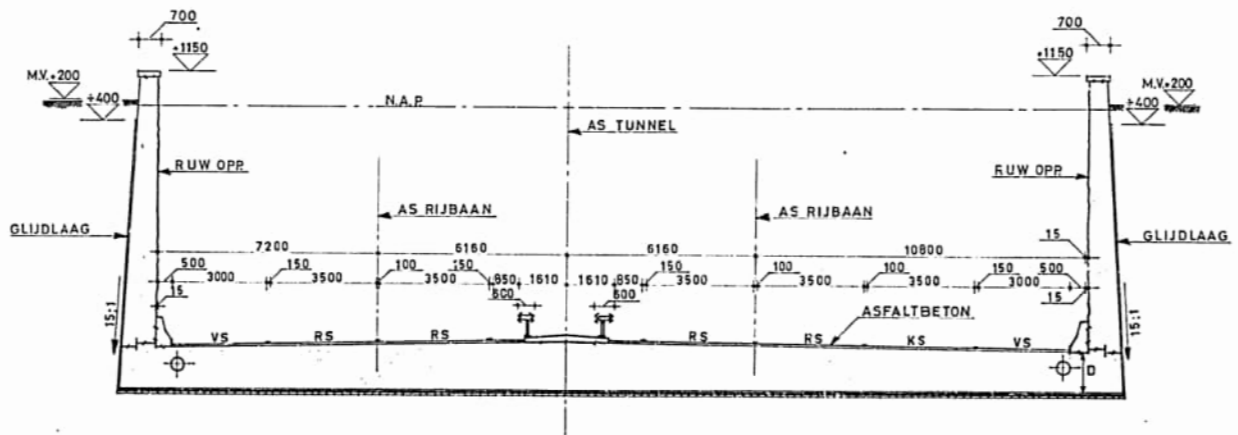
- Inwendige breedte = 30,32 m
- Verzwaring vloer onder de wanden
- Max. vloerdikte (in midden) = 1,012 m
- 6 palen in dwarsrichting (voor exacte maatvoering per moot zie [37] en [38])



**DOORSNEDE A - A**

Doorsnede type B-B:

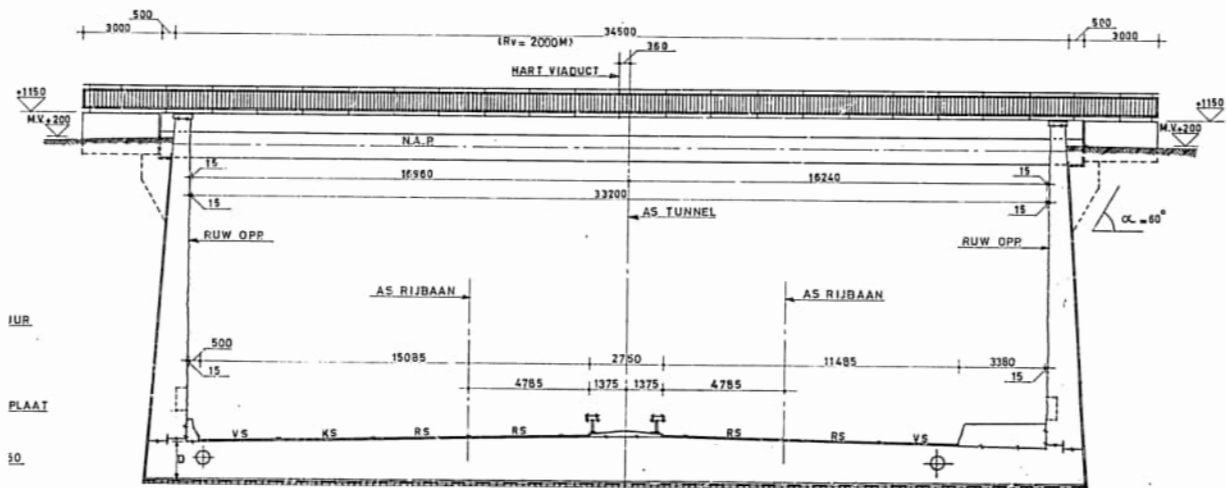
- Inwendige breedte = 30,32 m
- Toenemende vloerdikte naarmate de moot dieper ligt ( tussen 1412 mm tot 1562 mm t.p.v. middenberm)
- 6 palen in dwarsrichting (voor exacte maatvoering per moot zie [37] en [38])



**DOORSNEDE B-B**

Doorsnede type D\_D:

- Inwendige breedte = 33,20 m
- Toenemende vloerdikte naarmate de moot dieper ligt
- 10 palen in dwarsrichting (2x2 randpalen en 6 middenpalen) (voor exacte maatvoering per moot zie [37] en [38])



**DOORSNEDE D-D**

Toelichting doorsnede D-D:

Bovenstaande figuur betreft moot 20, welke voorzien is van een brugdek. Voor de overige moten waar dit doorsnedetype van toepassing is (bredere bak), is geen brugdek aanwezig.

Tabel 1 Beschrijving onderdelen toerit ZO

Moot	Doorsnedetype	Drukpalen onder wand	Special
7	A-A	Ja	
8	A-A	Ja	
9	A-A	Nee	
10	A-A	Nee	
11	A-A	Nee	
12	A-A	Nee	
13	B-B	Nee	
14	B-B	Nee	
15	B-B	Nee	
16	B-B	Nee	
17	D-D	Nee	

18	D-D	Nee	
19	D-D	Nee	
20	D-D	Nee	Voorzien van brugdek
21	D-D	Nee	
22	Waterkelder	Nee	Waterkelder

Tabel 2 Beschrijving onderdelen toerit NW

Moot	Doorsnedetype	Drukpalen onder wand	Special
23	Waterkelder	Nee	Waterkelder
24	B-B	Nee	
25	B-B	Nee	
26	B-B	Nee	
27	B-B	Nee	
28	B-B	Nee	
29	A-A	Nee	
30	A-A	Nee	
31	A-A	Nee	
32	A-A	Nee	Afwijking maatvoering palen t.p.v. as
33	A-A	Nee	
34	A-A	Nee	
35	A-A	Nee	
36	A-A	Nee	



## 2 REFERENTIEDOCUMENTEN

### 2.1 Rangorde

Het ontwerp wordt gebaseerd op:

1. Het Bouwbesluit en de door het Bouwbesluit aangewezen normen;
2. De Contractdocumenten;
3. Overige normen en richtlijnen (indien van toepassing).

Daar waar gegevens onderling strijdig zijn, geldt de volgende rangorde:

1. Eisen uit het contract;
2. RBK bepalingen;
3. NEN 8700-serie;
4. ROK bepalingen;
5. Eigen RWS richtlijnen;
6. EC's + NB's, NEN-normen, CUR- en CROW-documenten.

### 2.2 Contractdocumenten

Vanuit RWS zijn geen 'contract' documenten verstrekt. Het bezwijken van moot 26 was een calamiteit. Hierop heeft RWS besloten dat de herstelwerkzaamheden in een Bouwteam moeten worden ontworpen en voorbereid.

RWS heeft wel de oorspronkelijke bouwtekeningen en het bestek verstrekt. Deze zijn vastgelegd in de VHB SharePoint omgeving <https://vwinfra.sharepoint.com/sites/vhb-project-W23003/Contract/>

Voor de Prinses Margrietunnel worden Rijkswaterstaat Technische Documenten toegepast in de vorm van de ROK2.0 voor nieuw aan te brengen bouwdelen en de RBK (2022) voor bestaande bouwdelen.

### 2.3 Normen

Het constructief ontwerp van de kunstwerken wordt gebaseerd op de Eurocode waarbij met name de onderstaande delen van toepassing zijn:

Nr.	Document nr.	Taal	Titel
1.	NEN-EN 1990 + A1 + A1/C2:2019 + NB:2019	NL	Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp
2.	NEN-EN 1991-1-1 + C1 + C11:2019 + NB:2019	NL	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen
3.	NEN-EN 1991-1-2 + C3:2019 + NB:2019	NL	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-2: Algemene belastingen – Belasting bij brand
4.	NEN-EN 1991-1-4 + A1 + C2:2011 + NB:2019	NL	Eurocode 1 Belastingen op constructies - Deel 1-4: Algemene belastingen- Windbelasting
5.	NEN-EN 1991-1-5 + C1:2011 + NB:2019	NL	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-5: Algemene belastingen – Thermische belasting
6.	NEN-EN 1991-1-6 + C3:2013 + NB:2013	EN	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-6: Algemene belastingen – Belastingen tijdens uitvoering
7.	NEN-EN 1991-1-7:2015 + NB:2019	NL	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-7: Algemene belastingen – Buitengewone belastingen: Stootbelastingen en ontploffingen
8.	NEN-EN 1991-2 + C1:2015 + NB:2019	NL	Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 2: Verkeersbelasting op bruggen

9.	NEN-EN 1992-1-1 + C1:2011 + NB:2016+A1:2020	NL	Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen
10.	NEN-EN 1992-1-2 + C11:2011 + NB:2011	NL	Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-2: Algemene regels – Ontwerp en berekening van constructies bij brand
11.	NEN-EN 1992-2 + C1:2011 + NB:2016	NL	Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Betonnen bruggen – Regels voor ontwerp, berekening en detaillering
12.	NEN-EN 1992-3:2006 + NB:2011	EN	Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 3: Constructies voor keren en opslaan van vloeistoffen
13.	NEN-EN 1993-1-1 + C2/A1:2014 + NB:2016	NL	Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen
14.	NEN-EN 1993-5 + C1:2009 + NB:2012	EN	Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 5: Palen en damwanden
15.	NEN-EN 1997-1 + C1 + A1:2016 + NB:2019	NL	Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels
16.	NEN 9997-1 + C2:2017	NL	Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels
17.	NEN-EN 13670:2009	NL	Het vervaardigen van betonconstructies
18.	NEN-EN 206:2014 + A1:2016 NEN 8005:2014 + C1:2017	EN NL	Beton: Specificatie, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit + Nederlandse invulling van NEN-EN206
19.	NEN 8700:2011+A1:2020	NL	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren - Grondslagen
20.	NEN 8701:2011+A1:2020	NL	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren - Belastingen
21.	NEN 8707:2018+C1:2020	NL	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Geotechnische constructies
22.	NEN 6766: 2023	NL	Corrosie van stalen elementen in de ondergrond - Eisen voor ontwerp en toepassing

## 2.4 Richtlijnen

Van toepassing zijnde RWS-richtlijnen. In geval van tegenstrijdigheden worden de RWS-richtlijnen als norm geïnterpreteerd waarbij deze voorrang hebben op de in paragraaf 2.3 genoemde normen.

Nr.	Document nr.	Versie	Datum	Titel
23.	ROK (RTD1001)	2.0	1-12-2021	Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken
24.	RBK (RTD1006)	1.2.1	16-11-2022	Richtlijnen Beoordeling Kunstwerken
25.	RTD 1002	3.0	20-12-2016	Hydrofoberen van beton, aanvullende eisen t.a.v. NEN-EN 1504-2
26.	NBD10005	-	02-02-2005	Eisen conservering stalen en aluminium onderdelen t.b.v. betonnen kunstwerken

Overige richtlijnen en rapporten voor het constructief ontwerp van de kunstwerken:

Nr.	Document nr.	Versie	Datum	Titel
27.	CUR Rapport 166	6 <sup>e</sup> druk	2014	Damwandconstructies, deel 1 en 2
28.	CUR aanbeveling 89	2 <sup>e</sup> druk	2006	Maatregelen ter voorkoming van betonschade door alkali-silicareactie
29.	CUR aanbeveling 100	-	2013	Schoon beton - Criteria voor de specificatie en beoordeling van betonoppervlakken
30.	CUR 121	-	2018	Bepaling ondergrens verwachte restlevensduur van bestaande gewapende betonconstructies
31.	CUR 236	2 <sup>e</sup> druk	2017	Ankerpalen
32.	Ciria 660	-	2011	Early age thermal crack control in concrete
33.	NVN-CEN/TS 1992-4-2	-	2012 (EN)	Design of fastenings for use in concrete - Part 4-2: Headed fasteners
34.	Meteoconsult	-	2006	Extreme neerslagcurven voor de 21 <sup>e</sup> eeuw

## 2.5 Overige documenten

Documenten Bouwteam:

Nr.	SP-nr.	Document-nr	Omschrijving
35.	W23-003-436	VHB-CIV-TEK-UO-0001	Inrichting openstelling toerit NW
36.	W23-003-437	VHB-CIV-TEK-UO-0002	Inrichting openstelling toerit ZO
37.	W23-003-611	VHB-CIV-TEK-DO-0001	Uitgangspunten geometrie toerit Noordwest - Overzichtstekening bestaande situatie
38.	W23-003-612	VHB-CIV-TEK- DO-0002	Uitgangspunten geometrie toerit Zuidoost - Overzichtstekening bestaande situatie
39.	Zie bijlage B in deze ontwerpbasis	11209150-006-GEO-0001_v0.5	Notitie Deltares: Stijghoogten en grondwaterstanden voor beoordeling bestaande constructie en ontwerp - versie 3

### **3 UITGANGSPUNTEN ONTWERP**

#### **3.1 Ontwerplevensduur**

Voor de ontwerplevensduur van de te reconstrueren constructies geldt de volgende levensduur:

- 33 jaar voor bestaande onderdelen (Gebaseerd op een oorspronkelijke restlevensduur van 80 jaar gerekend vanaf 1976 tot heden (2023))
- 50 jaar voor nieuwe onderdelen (fundering)

#### **3.2 Betrouwbaarheid en gevolgklasse**

Omdat het kunstwerk in een hoofdweg (A7) ligt geldt voor dit kunstwerk:

Voor 'gebruik' van de bestaande onderdelen RBK (2022)

- Betrouwbaarheidsklasse RC3  
Gevolgklasse: CC3

Voor 'verbouw' van de bestaande onderdelen RBK (2022)

- Betrouwbaarheidsklasse RC3  
Gevolgklasse: CC3

Voor 'nieuwbouw' conform ROK 2.0 (fundering)

- Betrouwbaarheidsklasse RC3
- Gevolgklasse: CC3 (ROK-0007)

Conform ROK-0140 geldt dat voor alle onderdelen van een kunstwerk in gevolgklasse CC3, die van belang zijn voor het draagvermogen en duurzaamheid van de constructie, moet worden uitgegaan van uitvoeringsklasse 3.

#### **3.3 Ontwerpwaterstanden, stijghoogte en drooglegging**

Ontwerpwaterstanden en stijghoogtes:

De ontwerpgrondwaterstanden worden bepaald op basis van de aangeleverde documentatie van Deltares (zie bijlage B) met daarin de maatgevende stijghoogten langs de tunnel. De volgende uitgangspunten gelden daarbij:

Voor de eindsituatie gaat voor de fundering met vier waterstandsituaties gerekend worden voor de stijghoogtes:

Tabel voor gebruikssituatie (eindsituatie, nieuwbouw) CC3		Karakteristieke waarde	NEN-EN 1990 Rekenwaarde 6.10a	NEN-EN 1990 Rekenwaarde 6.10b	ROK-0635 (2) belasting
<b>Stijghoogte max</b>	[m NAP]	-0.75	-0.65	-0.44	-0.39
<b>Stijghoogte min</b>	[m NAP]	n.v.t.**	n.v.t.**	n.v.t.**	n.v.t.**
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10a</sub></b> (nieuwbouw)		1.35*	1.00		1.30
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10b</sub></b> (nieuwbouw)		-		1.00	1.15
<b>Y<sub>Gj;inf</sub></b>		-	1.00	1.00	1.00

\*Overallfactor tbv artikel NEN-EN 1990 A1.3.1 (2)

\*\* Voor ontwerp trekpalen is minimale stijghoogte niet relevant

Tabel voor gebruikssituatie (eindsituatie, verbouw/gebruik) CC3		Karakteristieke waarde	NEN-EN 1990 Rekenwaarde 6.10a	NEN-EN 1990 Rekenwaarde 6.10b
<b>Stijghoogte max</b>	[m NAP]	-0.75	-0.67	-0.53
<b>Stijghoogte min</b>	[m NAP]	-1.86	-2.02	-2.32
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10a</sub></b> (verbouw)		1.30*	1.00	
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10b</sub></b> (verbouw)		-		1.00
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10a</sub></b> (gebruik)		1.25*	1.00	
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10b</sub></b> (gebruik)		-		1.00
<b>Y<sub>Gj;inf</sub></b>		-	1.00	1.00

Voor de bouwfase wordt met drie waterstandsituaties gerekend voor de stijhooftes:

Tabel voor tijdelijke situatie (bouwphase, gebruik) CC3		Karakteristieke waarde	NEN-EN 1990 Rekenwaarde 6.10a	NEN-EN 1990 Rekenwaarde 6.10b
<b>Stijghoogte max</b>	[m NAP]	-0.75	-0.67	-0.53
<b>Stijghoogte min</b>	[m NAP]	-1.86	-2.02	-2.32
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10a</sub></b> (gebruik)		1.25*	1.00	
<b>Y<sub>Gj;sup;6.10b</sub></b> (gebruik)		-		1.00
<b>Y<sub>Gj;inf</sub></b>		-	1.00	1.00

\*Overallfactor tbv artikel NEN-EN 1990 A1.3.1 (2) ingevuld conform RBK CC3 gebruik

In de bouwphase wordt gerekend conform de extreme stijhooftes bepaald door Deltares voor de NEN-EN 1990 exclusief de aanvullende eis in de ROK. Deze eis is niet van toepassing op de relatief korte bouwperiode.

## 4 MODELLERING, ONTWERPAANPAK EN TOETSINGEN

### 4.1 Software en spreadsheets

De voor de diverse berekeningen gebruikte software is weergegeven in de volgende tabel.

Tabel 3 Software

Naam	Versie	omschrijving
SCIA Engineer	20.0.4012	EEM berekeningen
DAKO	2.01	Berekening van betondoorsneden
Idea Statica	21.1.0.3486	Berekening van betondoorsneden
Excel	16.0.15028.20240	Geautomatiseerde (hand)berekeningen
D-Foundations	22.1	Paalfunderingen

### 4.2 Modelling betonconstructie

Besloten is om per moot een 2D platenmodel in SCIA te maken om de krachtswerking in de constructie te bepalen. Zodoende kan de constructie ook in langsricting getoetst worden en kan de invloed van het asymmetrisch bijplaatsen van nieuwe palen beter beoordeeld worden.

T.a.v. de bestaande palen is het uitgangspunt dat het staal bezwaken is en de palen daarom geen trek en/of horizontale belasting meer kunnen opnemen. Via de betonnen omhulling zijn de palen nog wel in staat om druk kunnen opnemen.

De nieuwe en bestaande funderingselementen worden gemodelleerd d.m.v. verticale en horizontale veren. Eventuele momenten in de nieuwe funderingselement worden bepaald a.h.v. de verplaatsing.

### 4.3 Toetsen van resultaten (betonconstructie)

Conform de ROK [23] gelden voor deze constructie de eisen voor bruggen.

De te realiseren toetsingen zijn in de basis omschreven in H1.4 Scope.

Scheurwijdte controle is alleen van toepassing op de nieuw te bouwen onderdelen. Dit is voor de bestaande betonconstructie niet van toepassing (zie ook H1.4 Scope).

Voor de scheurwijdtecontrole van een ronde doorsnede kan een berekening worden uitgevoerd met behulp van de methode Jones.

De restlevensduur van de bestaande betonconstructie dient door middel van materiaalonderzoek te worden bepaald conform CUR-Aanbeveling 121 [30].

Voor de controle van de UGT van de bestaande constructie onderdelen die fysiek niet worden aangepast en waarbij alleen sprake is van gewijzigde (snede)krachten kan bij de toetsing eventueel gebruik worden gemaakt van herverdeling van momenten conform de RBK [24]. Voor de controle van dwarskracht van de bestaande constructie kan eveneens gebruik worden gemaakt van de aanvullende rekenregels conform de RBK [24].

### 4.4 Toetsen van resultaten (geotechniek)

Het draagvermogen van de nieuwe ankerpalen wordt getoetst conform NEN9997-1 en CUR236. Eventuele toetsing van bestaande palen (op druk) geschied volgens de RBK en de NEN8707. Uitgangspunt is trek naar de nieuwe GEWI palen en druk naar de bestaande palen.

## 5 GEOTECHNISCHE UITGANGSPUNTEN

### 5.1 Grondonderzoek

#### 5.1.1 Beschikbaar grondonderzoek

Het beschikbare grondonderzoek wordt opgesplitst in twee delen

- Het grondonderzoek dat is uitgevoerd t.b.v. de bouw van de tunnel;
- Het grondonderzoek dat reeds is uitgevraagd naar aanleiding van het opdrijven van moot 26.

Het grondonderzoek dat is uitgevoerd voorafgaand aan de bouw van de tunnel is samengevat op tekening MT-21. Hierop zijn 8 sonderingen en 11 boringen te zien, welke in de as van de tunnel zijn gemaakt. De sonderingen zijn maximaal tot een diepte van NAP -30 m doorgezet. Deze diepte is naar verwachting niet toereikend om te kunnen gebruiken voor het ontwerp van de nieuwe trekpaalfundering met ankerpalen.

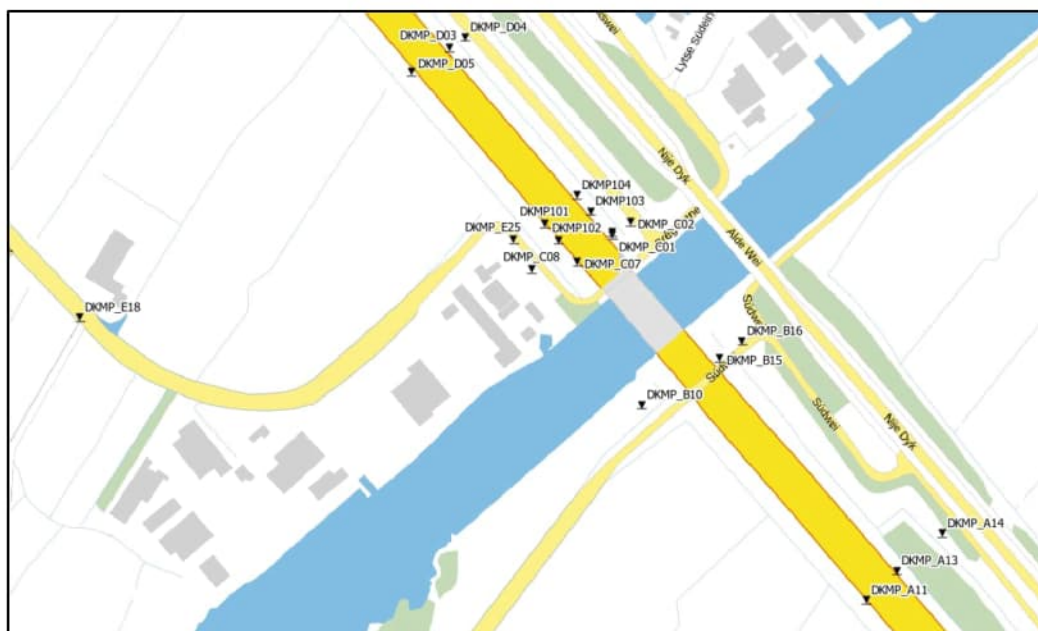


**Figuur 3** Overzicht locaties grondonderzoek 1973

Het grondonderzoek dat sinds januari 2023 wordt uitgevraagd wordt beheerd in QGIS en bestaat per 2-2-2023 uit de volgende onderdelen:

1. 8 sonderingen met boring en peilbuizen direct naast de tunnel;
2. 4 sonderingen zonder boring op de hoekpunten van moot 26 (DKMP101 tot DKMP104);
3. 8 Sonderingen met boring en peilbuizen op ca. 20 m afstand van de tunnel;
4. 9 Sonderingen met boring en peilbuizen op grotere afstand van de tunnel;
5. Labproeven op monsters uit de boringen (resultaten nog niet beschikbaar).
6. Labproeven op grondwatermonsters (resultaten nog niet beschikbaar)





**Figuur 4 Beschikbare sonderingen op 2-2-2023**

### 5.1.2 Onzekerheden in beschikbaar grondonderzoek moot 26

Specifiek voor het ontwerp van de palen onder moot 26 worden de volgende onzekerheden gespecificeerd.

De hart op hart afstand van de onderzoekspunten voldoet strikt genomen niet aan de eisen zoals gesteld in [16].

1. De sonderingen zijn gemaakt ter hoogte van de voegen van de moot, aan beide zijdes van de tunnel, op zo'n kort mogelijke afstand van de tunnel. In principe wordt verwacht dat  $\Delta R_{c,cal} < 0,3 \times R_{c,cal,gem}$ , zodat in dat geval per terreinproef een oppervlakte bestreken mag worden van 25 m x 25 m.  
 De tunnel heeft een breedte van 30 meter. De middelste 5 meter wordt momenteel daarom niet afgedekt door het grondonderzoek buiten de tunnel. Om hieraan te voldoen zou minimaal elke 25 meter een sondering in de as van de tunnel gemaakt moeten worden. Op basis van het beschikbare grondonderzoek wordt niet verwacht dat er significante verschillen in de bodemopbouw zullen zijn in het midden van de tunnel t.o.v. langs de rand.
2. De uitgevraagde sondeerdiepte van NAP-40 m is niet in alle gevallen bereikt. Een aantal sonderingen is voortijdig gestaakt tussen NAP -34 m en NAP -40 m i.v.m. maximale sondeerdruk. Het te realiseren paalpuntniveau moet nog worden vastgesteld maar een niveau dieper dan NAP -34 m wordt momenteel niet verwacht. Er dient rekening mee te worden gehouden dat een toch dieper benodigd paalpuntniveau leidt tot afwijking op ROK eis 0813. Tezamen met risicobeoordeling moet dan wellicht worden besloten tot het uitvoeren van enkele aanvullende sonderingen tot op het paalpuntniveau.

### 5.1.3 Aanvullend grondonderzoek overige moten

Het volgende grondonderzoek is nog benodigd:

1. Grondonderzoek t.b.v. het ontwerp van de nieuw aan te brengen ankerpalen in de overige moten;
  - a. Ca. 50 sonderingen, op elk hoekpunt van de moten waaronder trekpalen aanwezig zijn, sondeerdieptes NAP -35 m tot NAP -45 m;
2. Grondonderzoek in de tunnel
  - a. Sonderingen h.o.h. 25 m ter vaststelling effect ontgraving + verdringing t.g.v. installatie vibropalen. I.v.m. uitvoeringstechnische beperkingen wordt noodzaak tot h.o.h. 25 m nader vastgesteld door een beperkt aantal sonderingen in de tunnel te correleren aan de sonderingen buiten de tunnel. Doel van deze sonderingen is ook ter beoordeling van later evt. uit te voeren controle/geschiktheidsproeven bij keuze voor ankerpalen.
3. Grondonderzoek t.b.v. van bezwijkproeven;
  - a. Voor beide locaties zal voor elke proefpaal een sondering tot NAP -30 m uitgevoerd

worden. Daarnaast voor beide locaties één mechanische boring tot NAP -30 m waarom enkele korrelverdelingen en korrelvorm bepalingen uitgevoerd worden.

### 5.1.4 Kenmerkende bodemopbouw

De kenmerkende bodemopbouw is als volgt (niveaus zijn indicatief en kunnen lokaal afwijken):

Grondlaag	Van [NAP +m]	Tot [NAP +m]	Dikte [m]
Slappe toplagen (klei/veen)	Maaiveld (ca. 0)	-4,0	4
Zand	-4,0	-7,5	3,5
Keileem	-7,5	-13	5,5
Zeer vast gepakt zand	-13	-14 a -16	1 a 3
Matig gepakt zand, lokaal kleilig	-14 a -16	-40	24 a 26

### OCR

Het noorden van Nederland is tijdens de ijstijden bedekt geweest door een ijspakket, hierdoor kunnen er overgeconsolideerde zandlagen voorkomen. Wanneer palen heidend of trillend aangebracht worden kan de opspanning uit deze laag verdwijnen, hetgeen leidt tot een reductie van de conusweerstand. De bestaande palen zijn heidend aangebracht, waardoor dit effect mogelijk opgetreden is tijdens de bouw van de tunnel. De nieuwe palen worden trillingsarm geïnstalleerd, waardoor er dus geen verdere reductie op kan treden.

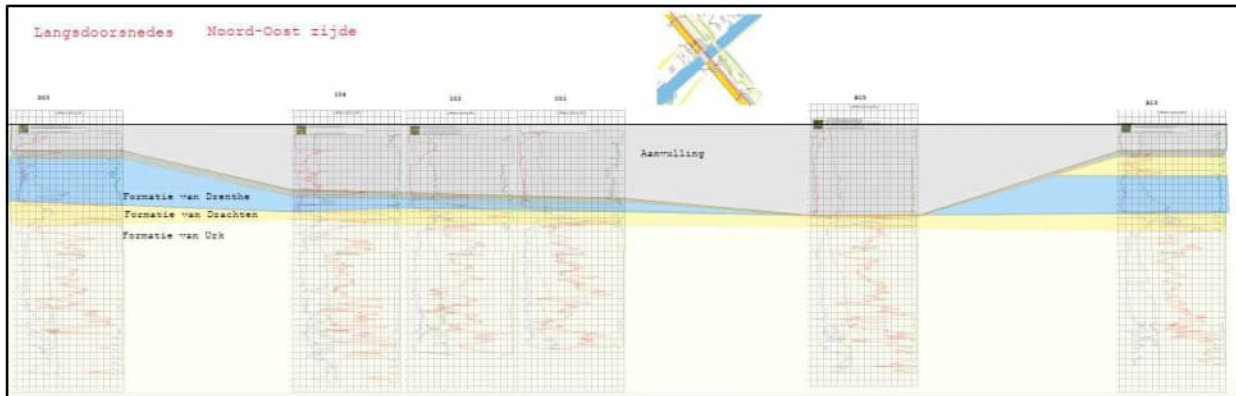
In enkele sonderingen buiten de tunnel wordt in de formatie van Drachten over een aantal meters een zandlaag waargenomen welke, o.b.v. het wrijvingsgetal overgeconsolideerd lijkt.

De sonderingen die vanuit de tunnel worden gemaakt zullen uitwijzen of de conusweerstand in deze laag is afgenomen door het installeren van de palen tijdens de bouw van de tunnel. Voorsnog wordt gerekend met een OCR van 1.

### 5.1.5 Geotechnisch lengteprofiel



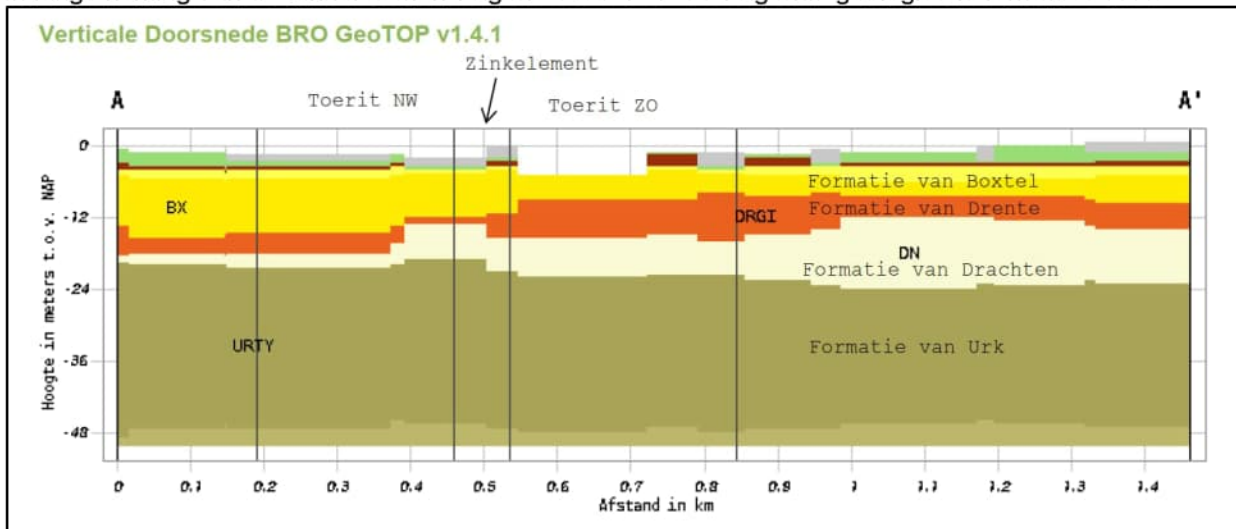
Figuur 5: Locatie lengteprofiel



**Figuur 6** Lengte profiel, niet op schaal zie bijlage 2

### 5.1.1 Geologie o.b.v. GEO-TOP

In langs richting van de tunnel komen volgens GEO-TOP de volgende geologische formaties voor:



De verschillende formaties zijn duidelijk te onderscheiden op basis van de sondeergrafieken.

### 5.1.2 Bodemprofielen Aanvulling

De tunnel is gebouwd in een open ontgraving met taluds 1:1,75 onder bemaling. Na het gereed komen van de toeritten van de tunnel is de uitgekomen grond gebruikt als aanvulmateriaal naast de tunnelbak. Uit sonderingen die genomen zijn in de aanvulling blijkt dat er zowel zandlagen, als lagen die uit cohesief materiaal bestaan worden waargenomen. De volgorde en dikte van deze lagen verschilt per sondering. Ook sonderingen op geringe afstand (<20 m) kunnen al aanzienlijk verschillen, zie hiervoor bijvoorbeeld sondering 103 en 104. Dit is alleen van invloed op de grondbelasting op de tunnelwanden. Onder het niveau van de onderkant van de aanvulling kan de kenmerkende bodemopbouw aangehouden worden welke een redelijk consistent beeld geeft.

## 5.2 Gronddruk op tunnelwand

Gezien de onzekerheid omtrent het materiaal in de aanvulling worden er twee bodemprofielen gedefinieerd voor de aanvulling, die resulteren in de maximale en de minimale horizontale gronddruk tegen de tunnelwand. In het constructieve model zal voor beide profielen een berekening worden uitgevoerd. Er wordt geen berekening gemaakt met verschillende profielen aan elke zijde van de tunnel.

### 5.2.1 Bodemprofiel maximale horizontale gronddruk

Het bodemprofiel met de maximale gronddruk betreft over de gehele hoogte van de tunnelwand een aanvulling van matig gepakt zand (op basis van de tot nu toe beschikbare sonderingen in de aanvulling wordt niet verwacht dat er ook dicht gepakt zand aanwezig zal zijn). In sondering DKMP103 is bijvoorbeeld tussen -2,5 en -4 matig gepakte zand aanwezig.

Aangezien deze bodemopbouw uit zand bestaat dient hier ook rekening te worden gehouden met een opspaneffect.

Als onderdeel van het labonderzoek zullen volumegegewichten bepaald worden van monsters uit de aanvulling. Zodra de labresultaten beschikbaar zijn, zal getoetst worden of het hier aangehouden volumegegewicht aangepast dienen te worden.

Tabel 5-1 – Bodemprofiel maximale gronddruk

Grondlaag	Van [NAP +m]	Tot [NAP +m]	$\gamma_{\text{droog}} / \gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_{\text{rep}}$ [°]
Matig gepakt zand	maaiveld	O,k. aanvulling	18/20	30

### 5.2.2 Bodemprofiel minimale horizontale gronddruk

In het bodemprofiel dat de minimale gronddruk oplevert wordt over de gehele hoogte van de aanvulling cohesief materiaal aangetroffen. Op basis van de tot nu toe beschikbare sonderingen in de aanvulling wordt verwacht dat dit materiaal het meest lijkt op matig gepakt klei (obv sondering C01).

Als onderdeel van het labonderzoek zullen volumegegewichten bepaald worden van monsters uit de aanvulling. Zodra de labresultaten beschikbaar zijn zal getoetst worden of het hier aangehouden volumegegewicht aangepast dienen te worden.

Tabel 5-2 – Bodemprofiel minimale gronddruk

Grondlaag	Van [NAP +m]	Tot [NAP +m]	$\gamma_{\text{droog}} / \gamma_{\text{nat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_{\text{rep}}$ [°]
Klei met een matige consistentie	maaiveld	O,k. aanvulling	15/15	22,5

## 5.3 Paalfunderingen

### 5.3.1 Algemeen

#### 5.3.2 Ontgravingsreductie

Op dit moment wordt er rekening gehouden met een ontgravingsreductie op de conusweerstand van de sonderingen. Deze reductie wordt bepaald in D-Foundations conform de methode Begemann. Bij deze methode is de grootte van de reductie afhankelijk van de afstand tot de ontgraving. Het ontgravingsniveau wordt gelijk gehouden aan de onderkant van de constructie. Bij sonderingen die in de aanvulling zijn uitgevoerd wordt de reductie bepaald op basis van de huidige bodemopbouw. In de volgende fase van het grondonderzoek zullen sonderingen vanuit de tunnel gemaakt worden. Op basis van die sonderingen wordt de werkelijke ontgravingsreductie beoordeeld en eventueel aangepast in de berekening.

#### 5.3.3 Bestaand paaltype

De bestaande palen zijn vibro palen met een diameter van 0,45 m met een afgespannen centrale dywidag staaf  $\varnothing 32$  of  $\varnothing 36$  mm welke in de vloer verankerd is. De staalkwaliteit van de dywidag staaf ontbreekt in de as-built gegevens maar naar verwachting is deze 950/1050. Het aantal palen en de onderlinge afstanden tussen de palen verschilt per moot. Ook de lengte van de palen is per moot verschillend.

Gezien het opdrijven van moot 26, hetgeen erop duidt dat de palen op trek zijn bezwaken, wordt ervan uitgegaan dat de bestaande palen geen enkele trek meer kunnen opnemen. Er wordt wel nog drukdraagvermogen aan de bestaande palen toegekend. Toetsing hiervan geschied volgens de RBK en de NEN8707

#### 5.3.4 Geotechnisch draagvermogen vibropalen

Bij het beschouwen van bestaande palen dient eerst het stroomschema (tabel 5-1) uit de RBK gevolgd te worden t.b.v. het vaststellen van de beoordelingsmethode.

Het paaldraagvermogen dient conform NEN8707 beschouwd te worden. Hierbij dient een reductie van de puntweerstand van 30% conform NEN9997-1 (2017) in rekening te worden gebracht wanneer (nieuwe) paalbelasting (BGT) met meer dan 15% toeneemt. Dit geldt voor alle paalsystemen. Wanneer

de toename van de paalbelasting minder of gelijk is dan 15% is de reductie van de puntweerstand niet van toepassing. Met andere woorden, er mag dan met de oude paalfactoren gerekend worden. Aangezien er aan de belastingen op de tunnel niets is veranderd t.o.v. het oorspronkelijke ontwerp wordt niet verwacht dat er een toename van 15% zal optreden.

Ook dient conform NEN8707 6.1.(5) bij een verificatie met behulp van berekeningen rekening te zijn gehouden met een paalpuntniveau dat 0,25 m hoger of lager kan zijn dan uit bouwgegevens valt af te leiden.

### Paalfactoren

Paalfactoren worden aangehouden conform het type: Betonpaal, in de grond gevormd met een gladde mantelbuis op een voetplaat, waarbij het beton direct tegen de grond drukt. Voor wat betreft de wijze van installeren wordt aangehouden: Geheid; de mantelbuis is terugheind in combinatie met statisch trekken uit de grond verwijderd; de voetplaat blijft in de grond achter.

Bij dit type paal horen de volgende paalfactoren [NEN9997]:

- $\alpha_p = 1$  (gebaseerd op de norm van voor 2016, o.b.v. 8707 en RBK dient o.b.v. de belastingtoename getoetst te worden om dit te mogen hanteren)
- $\alpha_s = 0,014$
- $\alpha_t = 0,012$
- $s = 1$
- $\beta = 1$
- last zakkingslijn 1

### Geometrie

- $D_{\text{schacht}} = 0,45 \text{ m}$
- $D_{\text{punt}} = 0,45 \text{ m}$
- Paalpuntniveau en lengte paal verschillen per moot

### Veiligheidsfactoren

- $\gamma_{s,b} = 1,2$
- $\xi_{3,4}$  conform tabel A.10b, uitgangspunt o.b.v. van een stijf bouwwerk

**Tabel A.10b — Correlatiefactoren  $\xi$  voor de bepaling van karakteristieke waarden uit de resultaten van grondproeven (n is het aantal proeven) voor een stijf bouwwerk**

Correlatiefactoren $\xi$ voor een stijf bouwwerk							
$\xi$ voor $n =$	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3^a$	1,26	1,20	1,18	1,17	1,17	1,15	1,14
$\xi_4^a$	1,26	0,96	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91

<sup>a</sup> De factor 1,1 volgens NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016, 7.6.2.3 (7) is al verwerkt in de factoren van tabel A.10b.

### 5.3.5 Veerstijfheid

#### Axiale veerstijfheid

De axiale veerstijfheid van palen wordt bepaald conform de methodiek zoals beschreven in artikel 7.6.4.2. NEN EN 9997-1. Hierbij wordt de axiale veerstijfheid van een paal berekend door de representatieve waarde van de paalbelasting te delen door de paalkopzakking.

De paalkopverplaatsing voor een enkele paal is opgebouwd uit  $s_{b,rep}$  en  $s_{el,rep}$ . De statische axiale verticale drukveerstijfheid voor de bruikbaarheidsgrenstoestand is dan:

$$k_{\text{statisch}} = \frac{F_{c,\text{statisch;tot}}}{s_{b,rep} + s_{el,rep}}$$

De berekende veerstijfheden zijn gemiddelde representatieve waarden. De lage/hoge representatieve waarde van de veerstijfheid wordt gevonden door de gemiddelde waarde te delen/vermenigvuldigen met een factor van  $\sqrt{2}$ .

De zakking ten gevolge van de samendrukking van de grondlagen onder het paalpuntniveau, s2, speelt in dit project geen rol. Tot de maximaal verkende diepte worden immers geen samendrukbare lagen onder het paalpuntniveau waargenomen, op basis van DINOloket worden deze ook niet verwacht.

### Laterale veerstijfheid

De horizontale bedding van de paal wordt bepaald op basis van de Methode Ménard, waarbij de veer wordt begrensd voor de maximaal te mobiliseren grondweerstand. Hierbij wordt per laag een veer opgegeven als input voor het constructieve model.

### 5.3.6 Nieuwe anker palen

Die nieuwe palen zullen worden afgeperst en mogelijk ook voorgespannen (noodzaak zal moeten blijken uit berekening). Ook zullen er in-situ bezwijkproeven uitgevoerd worden, zodat er mogelijk met gunstigere waarden van  $\alpha_t$  mag worden gerekend.

Conform ROK-00902 worden ankerpalen ontworpen en uitgevoerd conform CUR-publicatie 236 [31].

### 5.3.7 Geotechnisch (Trek) draagvermogen nieuwe anker palen

#### Paalfactoren

Vooralsnog wordt uitgegaan van Ankerpalen van het type A; Met dubbele boorbuis ingebrachte, inwendig gespoelde ankerpalen.

Bij dit type paal horen de volgende paalfactoren [CUR236]:

- $\alpha_t = 0,017^*$  in zand; verwachtingswaarde met in-situ testen en uitgaande van afpersen (wordt in klei, leem en veen veilig nihil, dus  $\alpha_t = 0,000$  gesteld i.v.m. geringe bijdrage);
- afsnuiten van de conusweerstand op max. 20 MPa;
- last zakkingslijn 1;
- Schachtwrijving wordt, i.v.m. afpersen, in rekening gebracht vanaf 4 meter onder o.k. vloer (boven deze zone is afpersen niet mogelijk) of 0,5 meter onder de onderkant van de keileemlaag;

\* Dit is de waarde die conform CUR236 gehanteerd kan worden voor voorontwerp tot de werkelijke waarde van  $\alpha_t$  uit de bezwijkproeven is afgeleid.

Het eigen gewicht van de paal wordt, vanwege de naar verwachting geringe bijdrage, niet meegenomen in de berekening van het trekdraagvermogen.

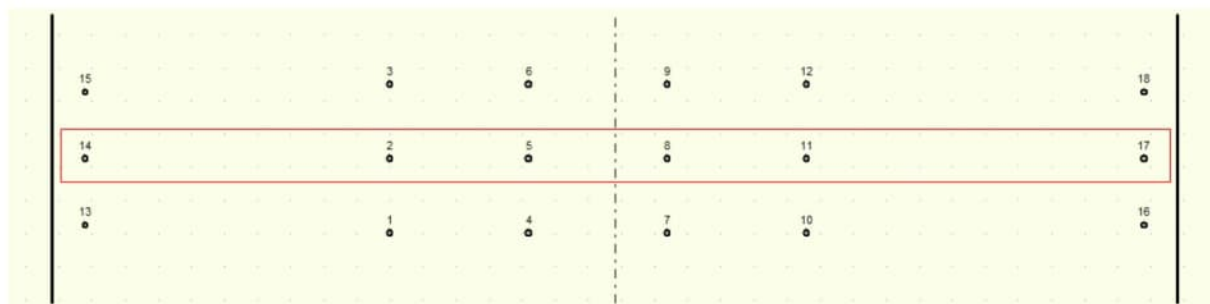
#### Geometrie

- $D_{\text{schacht}} = 0,2 \text{ m}$  ( $\approx$  boorbuis  $\varnothing 178 \text{ mm}$  + 20 mm voor afpersen)
- $D_{\text{punt}} = 0,2 \text{ m}$

#### Groepseffect

Om het groepseffect in rekening te brengen worden in D-Foundations minimaal drie rijen ankerpalen gemodelleerd met h.o.h. afstanden behorende bij het palenplan van de betreffende moot. De draagkracht wordt bepaald o.b.v. de middelste palen rij (rode vak).

Uitgangspunt in de berekening van het draagvermogen is dat de bestaande vibro-palen zijn bezweken.



Figuur 7 Invoer palen in D-Foundations o.b.v. palenplan moot 26

#### Veiligheidsfactoren

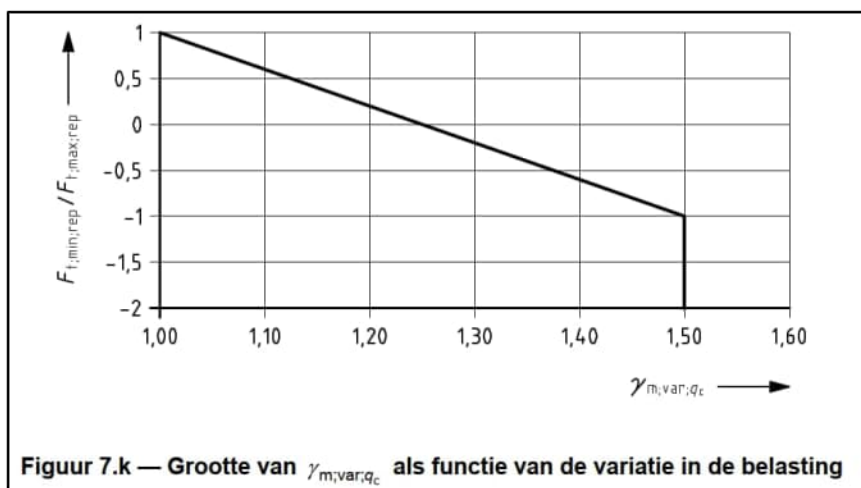
- $\xi_{3,4}$  conform tabel A.10b, uitgangspunt o.b.v. een stijf bouwwerk

**Tabel A.10b — Correlatiefactoren  $\xi$  voor de bepaling van karakteristieke waarden uit de resultaten van grondproeven (n is het aantal proeven) voor een stijf bouwwerk**

Correlatiefactoren $\xi$ voor een stijf bouwwerk							
$\xi$ voor n =	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3^a$	1,26	1,20	1,18	1,17	1,17	1,15	1,14
$\xi_4^a$	1,26	0,96	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91

<sup>a</sup> De factor 1,1 volgens NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016, 7.6.2.3 (7) is al verwerkt in de factoren van tabel A.10b.

- $\gamma_{st} = 1,35$
- $\gamma_{m,var,qc}$  wordt bepaald op basis van figuur 7.k [NEN9997-1] op basis van de minimale en maximale belasting in de BGT.  
 (Gezien de naar verwachting hogere stijfheid van de bestaande palen wordt verwacht dat de ankerpalen niet op druk belast zullen worden, d.w.z.  $\gamma_{m,var,qc}$  van maximaal 1,25.)



### 5.3.8 Corrosie

Er is nog geen uitgangspunt bepaald t.a.v. toepassing van dubbele corrosiebescherming versus het rekenen met een corrosietoeslag conform NEN 6766 (2023).

Uitgaande van met dubbel buis inwendig gespoelboorde Gewi palen is de binnendiameter van de binnenbuis  $\varnothing 108$  mm.

Bij toepassing van dubbele corrosiebescherming worden de staafdiameters beperkt in het boorsysteem door de benodigde ruimte van de corrosiebescherming (maximaal  $\varnothing 50$ mm en mogelijk  $\varnothing 57,5$ mm) en moet een koppelmof worden toegepast, omdat de maximale assemblage lengte beperkt is tot 18 m. In het geval van een corrosietoeslag wordt een reductie op de staaldoorsnede t.g.v. corrosie in rekening gebracht (i.e. 3 mm op de diameter voor periode van 50 jaar), maar is het mogelijk om staven  $\varnothing 63,5$ mm of groter tot 30 m in één lengte toe te passen.

### 5.3.9 Veerstijfheid

#### Laterale veerstijfheid

De horizontale bedding van de paal wordt bepaald op basis van de Methode Ménard waarbij de veerwaarde wordt afgetopt.

### Axiale veerstijfheid

Voor het constructieve model is een veerstijfheid van de op trek belasting ankerpalen bepaald conform CUR236.

$$\frac{1}{k_{axiaal;rep}} = \frac{1}{k_{elastisch;rep}} + \frac{1}{k_{schacht;rep}} + \frac{1}{k_{kruip;rep}} + \frac{1}{k_{ondergrond;rep}}$$

Waarin:

- $k_{axiaal;rep}$  is de representatieve waarde van de axiale veerstijfheid van de op trek belaste ankerpaal, in kN/m;
- $k_{elastisch;rep}$  is de veerstijfheid met betrekking tot het aandeel vanuit elastische verlenging van de ankerpaal in kN/m;
- $k_{schacht;rep}$  is de veerstijfheid met betrekking tot het aandeel vanuit mobilisatie schachtwrijving in kN/m
- $k_{kruip;rep}$  is de veerstijfheid met betrekking tot het aandeel vanuit grondmechanische kruip van de ankerpaal in kN/m. Conform CUR236 wordt  $k_{kruip;rep}$  verwaarloosbaar verondersteld:  $k_{kruip;rep} = \infty$ ;
- $k_{ondergrond;rep}$  is de veerstijfheid met betrekking tot het aandeel vanuit heffing van grondlagen in kN/m. Gezien de leeftijd van de constructie wordt verwacht dat eventuele heffing van de ondergrond reeds is opgetreden. De heffing die ontstaat uit lagen beneden de paalpunt wordt hiermee verwaarloosbaar klein geacht en wordt gesteld:  $k_{ondergrond;rep} = \infty$ ;

### 5.3.10 Proefbelastingen op Gewi palen

Op basis van uitgevoerde berekeningen is het een vereiste om bezwijkproeven uit te voeren om een haalbaar funderingsontwerp te krijgen.

Het voorstel is om twee sets van drie bezwijkproeven uit te voeren op de twee te onderscheiden geologische formaties. Eén set op de formatie van Drachten (zone NAP -13 á -21 m) en één set op de formatie van Urk (zone NAP -21 tot -40 m). Met name de formatie van Drachten kenmerkt zich door hoge conusweerstand (gemiddeld tot 40 á 50 MPa). Voor een uitgebreide beschrijving van de nog uit te voeren bezwijkproeven wordt verwezen naar de memo "Voorstel Uitvoering Bezwijkproeven op Gewi palen, d.d. 15-02-2023".

Voor het uitvoeren, interpreteren en berekenen aan de hand van bezwijkproeven zijn in aanvulling op CUR236 2<sup>e</sup> druk de volgende ROK-eisen van toepassing:

ROK-00903	7.6.1-NEN 9997-1	Kunstwerk
Eistekst	Indien het ontwerp van ankerpalen wordt gebaseerd op vooraf uit te voeren bezwijkproeven op verloren testpalen, moeten deze bezwijkproeven worden uitgevoerd conform § 10.2 van CUR-publicatie 236. De analyse van de proefresultaten moet gebeuren cf. § 10.9 van CUR-publicatie 236. Hierbij wordt in stap 5 de wrijvingsfactor $\alpha_{t,i}$ bepaald met $q_{c,igem}$ waarbij $q_{c,igem}$ in tegenstelling tot hetgeen staat vermeld in CUR-publicatie 236, niet mag worden afgesnoten.	
Bovenl. eis	ROK-00902	
Toelichting	De maxima voor de wrijvingsfactor $\alpha_{t,i}$ genoemd in stap 5 van § 10.9 van CUR-publicatie 236 moeten bij de interpretatie van de bezwijkproeven wel in acht worden genomen.	



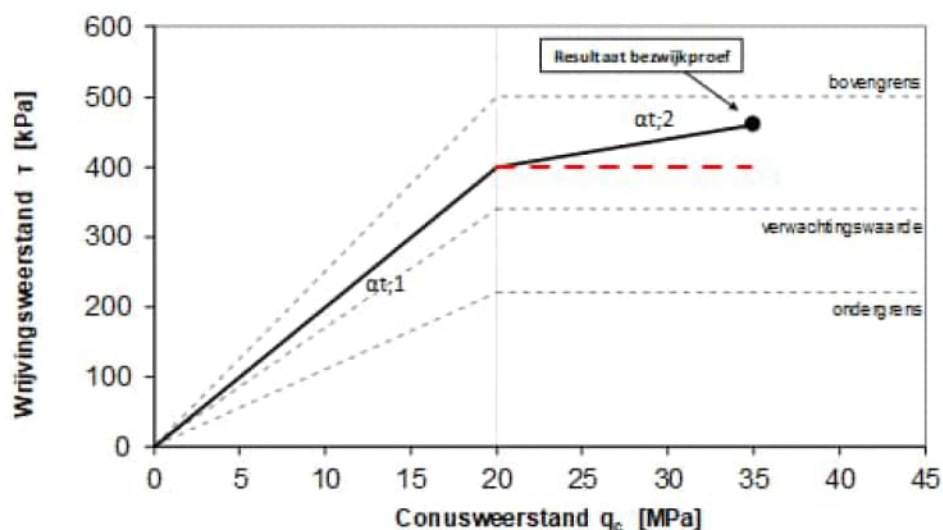
ROK-00904	7.6.1-NEN 9997-1	Kunstwerk
Eistekst	<p>Indien het ontwerp van op trek belaste ankerpalen wordt gebaseerd op vooraf uit te voeren bezwijkproeven op verloren testpalen, moet de geotechnische draagkracht worden gebaseerd op § 6.1 van CUR-publicatie 236.</p> <p>In afwijking van § 6.1 van CUR-publicatie 236 moet hierbij de waarde voor <math>q_{c12;ontgr}</math> worden afgesneden op de hoogste waarde van:</p> <p>a) de gemiddelde gemeten conusweerstand over de lengte van de verankeringslichamen van de verloren testpalen; en</p> <p>b) de afsnuitwaarde voor <math>q_c</math> in tabel 6.1 van CUR-publicatie 236.</p> <p>Bij deze berekening van de geotechnische draagkracht moeten de waarden voor <math>\alpha_{t1}</math> en <math>\tau_{mob;max}</math> worden gemaximeerd op de waarden die hiervoor worden genoemd in stap 5 van § 10.9 van CUR-publicatie 236.</p>	
Bovenl. eis	ROK-00902	
Toelichting	<p>Het in de eistekst onder a) genoemde, heeft betrekking op de situatie waarbij de - over de lengte van de verankeringslichamen van de verloren testpalen - gemeten gemiddelde conusweerstand groter is dan de afsnuitwaarde voor <math>q_c</math> in tabel 6.1 van CUR-publicatie 236. Het in de eistekst onder b) genoemde, heeft betrekking op de situatie waarbij de - over de lengte van de verankeringslichamen van de verloren testpalen - gemeten gemiddelde conusweerstand kleiner is dan de afsnuitwaarde voor <math>q_c</math> in tabel 6.1 van CUR-publicatie 236.</p>	

Met name eis ROK-00904 werkt beperkend vanwege de hoge conusweerstand om een hogere  $\alpha_t$  te behalen dan de ondergrens waarde uit de CUR236 in de formatie van Drachten. Uitgaande van deze eis heeft het uitvoeren van bezwijkproeven geen meerwaarde, aangezien dan naar verwachting een  $\alpha_t$  behaald gaat worden in de orde van 1,0%. Zonder proeven zou conform tabel 6.1 van CUR236 2<sup>e</sup> druk een  $\alpha_t$  waarde van 1,1% gehanteerd mogen worden. Conform eis ROK-00904 mag afgesneden worden op de gemiddelde waarde van de conusweerstand uit de bezwijkproeven. Echter de conusweerstand in deze formatie zijn nogal wisselend, wanneer de conusweerstand uit de sonderingen die gebruikt worden voor de bepaling van het draagvermogen van de productiepalen lager is dan in de bezwijkproeven valt de gemobiliseerde weerstand nog lager uit.

Het voorstel is om de  $\alpha_t$  te bepalen conform paragraaf 10.9 van de CUR 236 3<sup>e</sup> druk uitgaande van een maximaal te mobiliseren weerstand van 500 kN/m<sup>2</sup>. Deze richtlijn is op moment van schrijven nog niet gepubliceerd maar het definitieve tekstvoorstel is wel reeds beschikbaar.

Om een modellering in de huidige versie van D-Foundations mogelijk te maken voor grondlagen met een conusweerstand groter dan 20 MPa wordt vooralsnog alleen  $\alpha_t;1$  meegenomen en wordt afgesneden op 20 MPa (i.e. rode stippellijn in onderstaand voorbeeld). Een enigszins conservatieve modellering.

NB: RWS heeft aangegeven dat bij toepassing van de CUR236 3<sup>e</sup> druk de ROK eisen 903 en 904 komen te vervallen.



Verder dient de aangetoonde waarde uit de bezwijkproeven conform CUR236 bevestigd te worden met controle- en geschiktheidsproeven (beide minimaal 3%). Omdat controleproeven in de praktijk weinig informatie opleveren, is het voorstel om afwijking op de CUR 236 alleen geschiktheidsproeven uit te voeren. In overleg met RWS zal bepaald worden welke palen onderworpen gaan worden aan een geschiktheidsproef. Tijdens het uitvoeren van de proeven zijn trillingen uit de omgeving (verkeer door de tunnel) niet toegestaan.

## 6 MATERIALEN

### 6.1 Beton (bestaande constructie)

De betonkwaliteit van de bestaande constructieonderdelen is volgens de beschikbare informatie B22,5. Conform art. 3.1.2. (10) van de RBK [24] onder voorwaarde dat er geen zichtbare schade aanwezig is en dat het beton als constructief beton bedoeld was, mag voor de bovenbouw van Rijkswaterstaat kunstwerken een minimale waarde van  $f_{ck} = 19 \text{ N/mm}^2$  worden aangehouden.

Indien er aanleiding toe is kan aanvullend onderzoek (kernen boren en beproeven) gedaan worden naar de werkelijke betonkwaliteit. Hierbij is het uitgangspunt om eerst een beperkt proefprogramma te realiseren op één enkele moot. Wanneer hier hogere betonkwaliteiten worden aangetroffen zullen op meerdere moten betononderzoeken worden uitgevoerd. Hierbij worden de locaties dusdanig gekozen dat er een representatief beeld over de tunnel ontstaat.

Tabel 3 Beton sterkteklasse per constructie onderdeel

Onderdeel	Sterkteklasse	Bron document	SP nr.
Bestaande betonconstructie	B22,5	[MT-599-WA]	W-23-003-167

In de berekening wordt gebruik gemaakt van de materiaaleigenschappen gegeven in Tabel 4.

Tabel 4 Betonsterkte eigenschappen

Betonkwaliteit	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
B22,5	19	24	27	2,14	29600
Betonkwaliteit	$f_{ctk,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctk,0,95}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cd}^{**}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctd}^{**}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
B22,5	1,50	2,78	12,67	1,00	

Voor alle betonsterkteklassen geldt:  $\nu = 0,15^*$   
<sup>\*</sup> De poisson verhouding mag gelijk genomen worden aan 0,20 voor ongescheurd beton en aan 0 voor gescheurd beton. In beginsel wordt gerekend met 0,15.  
<sup>\*\*</sup>  $f_{cd}$  en  $f_{ctd}$  zijn gegeven voor blijvende en tijdelijke belastingen

$E_{c,red1}$  (gescheurd):  $E_{cm} / 3$  (UGT)  
 $E_{c,red2}$  (deels gescheurd):  $E_{cm} / 2$  ("BGT")

In de constructieve modellering wordt voor de BGT/UGT uitgegaan van een gescheurde stijfheid met een elasticiteitsmodulus van  $E_{c,red1}$ .

In de geotechnische modellering wordt voor de uitgegaan van een gemiddelde stijfheid met een elasticiteitsmodulus van  $E_{c,red2}$ .

### 6.2 Betonstaal

De betonstaal kwaliteit van de bestaande onderdelen is afgeleid uit de beschikbare wapeningstekeningen en gegeven in Tabel 5. Voor de materiaaleigenschappen zie RBK [24] paragraaf 2.6.1 art. 3.2.2 (7).

Tabel 5 Betonstaal kwaliteit per constructie onderdeel

Onderdeel	Sterkteklasse	Bron document	SP nr.
betonconstructies	FeB400	MT-16 – Betonstaal kwaliteit.pdf	W23-003-1

De materiaal eigenschappen conform de NEN-EN 1992-1-1 art. 3.2 zijn weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6 Materiaaleigenschappen betonstaal (RBK tabel 3-4)

Staalsoort	$f_{yk}$	$f_{yd}$	$E_s$	Thermische uitzettingscoëfficiënt
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\alpha$ [K <sup>-1</sup> ]
FeB400	400	348	200.000	10 <sup>-5</sup>

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (voor  $\gamma_s$  zie paragraaf 0)

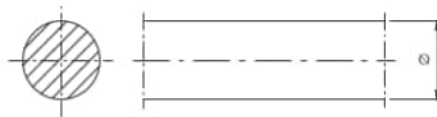
### 6.3 Voorspanstaal

#### Bestaande Dywidag staven:

Toegepast zijn staven van het type 32 WS en 36 WS.

Tabel 7 Materiaaleigenschappen bestaande Dywidag staven (ETA-05-0123 DYWIDAG PT bar tendon system)

Plain bar, WS, dimensions



Nominal diameter	Nominal mass per metre <sup>1)</sup>	Nom. cross-sectional area
$\varnothing$	M	$S_n$
mm	kg/m	mm <sup>2</sup>
32	6.313	804
36	7.99	1 018

<sup>1)</sup> Tolerance to nominal mass  $\pm 4.5\%$

Nominal diameter	0.1% - proof stress	Tensile strength	Characteristic		—	
			0.1% - proof force	Maximum force		
$\varnothing$	$R_{p0.1}$ $f_{p0.1}$	$R_m$ $f_{pk}$	$F_{p0.1}$	$F_{pk}$	$\alpha$ <sup>1)</sup>	
mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm	kN	kN	%	
WR WS	32	950	1 050	760	845	5
	36			960	1 070	

#### Nieuwe Gewi ankers:

Uitgaande van ankerpalen met een afgeperst ankerlichaam gelden onderstaande grootheden conform [31]:

#### Staal:

- Gewi +
- $\varnothing 50$  mm of  $\varnothing 57,5$
- Staalkwaliteit: 670/800
- $E = 195 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup>

#### Grout:

- $\varnothing 200$  mm (diameter boorbuis + 20 mm voor afpersen)
- $E = 20 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup>

De Gewi staven worden voorzien van een dubbele corrosiebescherming. Een kunststof ribbelbuis over de volledige lengte wordt vooraf geïnjecteerd met grout, over de vrije ankerlengte komt nog een gladde PE omhullingsbuis die geïnjecteerd wordt met vet. Dit resulteert in een toeslag van 20 á 25 mm op de staafdiameter.

## 6.4 Materiaalfactoren

Conform NEN-EN 1992-1-1 tabel 2.1N, NEN-EN 1993-1-1 art. 6.1 en 1993-1-9 tabel NB.1 geldt:

Tabel 8 Materiaalfactoren nieuwbouw

Ontwerpsituatie	$\gamma_c$ beton	$\gamma_s$ betonstaal	$\gamma_s$ voorspanstaal	$\gamma_{M0}$ constructiestaal
Blijvend en tijdelijk	1,5	1,15	1,1	1,0
Buitengewoon	1,2	1,0	1,0	1,0
Ontwerpsituatie	$\gamma_{c,fat}$ beton	$\gamma_{s,fat}$ betonstaal		$\gamma_{M,f}$ constructiestaal
Vermoeiing	1,5	1,15	-	1,0-1,35 <sup>1)</sup>

1) Afhankelijk van de beoordelingsmethode en gevolg van het bezwijken.

## 6.5 Milieuklassen en betondekking

Betondekking bestaande constructie: 30 mm

Betondekking nieuwe constructiedelen: conform ROK [23].

Milieuklassen n.v.t. als alleen op sterkte wordt getoetst.

Evt. toevoegen voor nieuwe constructieonderdelen.

## 7 BELASTINGGEVALLEN

### 7.1 Permanente belastingen

#### 7.1.1 Eigen gewicht

Voor de soortelijke massa van de materialen gelden onderstaande waarden conform NEN-EN 1991-1-1 bijlage A. Bij gemodelleerde onderdelen dient rekening te worden gehouden met mogelijke "dubbel" meegenomen volumes, dit kan relevant zijn bij relatief dikke elementen.

Gewapend beton:	24,5 kN/m <sup>3</sup> (2500 kg/m <sup>3</sup> )*
Asfalt:	23,0 kN/m <sup>3</sup>
Staal:	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Water:	10,0 kN/m <sup>3</sup>
Zand droog:	18,0 kN/m <sup>3</sup> (zie §5.2.1)
Zand nat:	20,0 kN/m <sup>3</sup> (zie §5.2.1)
Klei nat / droog	15,0 kN/m <sup>3</sup> (zie §5.2.2)

\*Indien er aanleiding is de situatie UPLIFT te toetsen zal gerekend worden met een gewicht voor beton van 23,8 kN/m<sup>3</sup>.

#### 7.1.2 Rustende belasting

De rustende belastingen bestaat uit:

- Asfaltverharding;
- Halve betonnen barriers langs de wanden;
- Opstort middenberm;
- 2 geleiderails in de middenberm

##### Afsaltverharding:

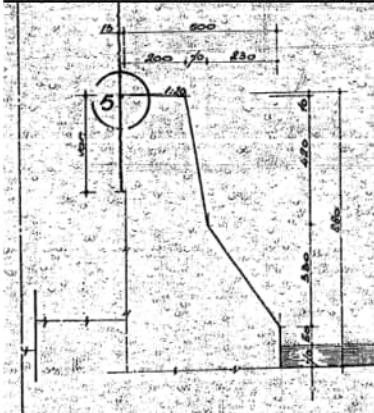
Oorspronkelijk is er 70 mm asfalt beton aangebracht op de betonconstructie.

Onduidelijk is of er in de loop van de tijd overlagingen met een afwijkende dikte zijn aangebracht.

Totdat er informatie beschikbaar is uit kernboringen over de werkelijke dikte van de verharding wordt uitgegaan van de minimale verhardingsdikte voor betonnen kunstwerken van 140 mm conform ROK-0018.

Omdat de asfaltverharding periodiek vervangen wordt, wordt deze niet meegenomen in combinaties t.b.v. maximale opwaartse belasting. Om deze reden wordt voor de asfaltverharding een apart belastinggeval aangemaakt.

##### Halve betonnen barriers langs de wanden:

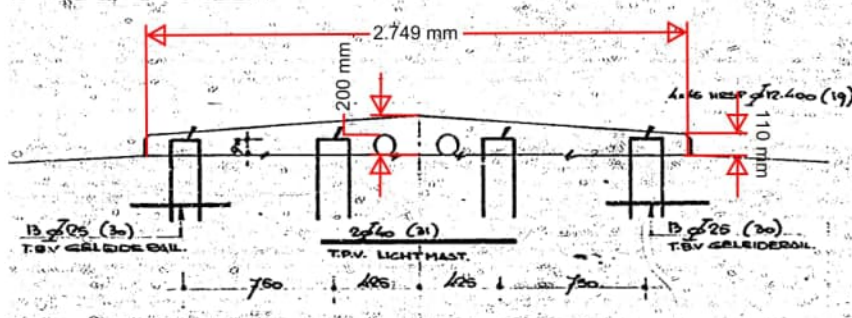


Figuur 8 Afmetingen barrier (bron: tek. MT-131B)

$$A = 0,88 \times 0,5 - 0,07 \times 0,43/2 - 0,33 \times 0,32/2 = 0,37 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{rep}} = 25 \times 0,37 = 9,3 \text{ kN/m}$$

### Opstort middenberm:



Figuur 9 Opstort middenberm (bron: tek. MT-599WA)

Breedte = 2,75 m

$$q_{\text{rand,rep}} = 25 \times 0,11 = 2,75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{midden,rep}} = 25 \times 0,201 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Belasting wordt ingevoerd als een gelijkmatige belasting van:  $(2,75 + 5,0)/2 = 3,88 \text{ kN/m}^2$

### Geleiderail:

Voor het eigen gewicht van de geleiderail wordt een belasting van 1 kN/m aangehouden

## 7.1.3 Grond(water)druk

### 7.1.3.1 Algemeen

Grondwater leidt tot een horizontale belasting tegen de wanden en een opwaartse belasting tegen de onderzijde van de vloer. De grondwaterdruk wordt in rekening gebracht op basis van de in §3.3 genoemde ontwerpwaterstanden.

De grondwig direct naast de afgeschuinde wand welke wordt begrensd door het verticale glijvlak wordt meegenomen als verticale belasting.

Uit het beschikbare grondonderzoek komt naar voren dat de grond waarmee de tunnel destijds is aangevuld niet consistent is. De grond varieert tussen zand en klei met de eigenschappen zoals genoemd in §5.2.

D.m.v. een verkennende berekening is gekeken wat de invloed is van het rekenen met zand of klei. Hieruit blijkt dat het rekenen met zand (hogere horizontale belasting op wand) op vrij wel alle onderdelen maatgevend is qua krachtswerking, met uitzondering van de volgende onderdelen:

- Rekenen met klei levert een iets hogere trekkracht op in de middenpalen
- Rekenen met klei levert lagere normaaldrukkracht in vloer op (ca. 58%)

Besloten is te rekenen met zand en op de volgende manier rekening te houden met eventuele aanwezigheid van klei in de toetsingen:

- Trekkraft middenpalen toetsen op een maximale UC van 0,95
- 50% van de normaaldrukkracht hanteren voor de toetsing van het veldmoment in de vloer

Het verschil in inklemmingsmoment t.p.v. de aansluiting van wand op vloer tussen het rekenen met zand of klei is dusdanig groot, dat het gerechtvaardigd is te rekenen met de volledige normaaldrukkracht.

### 7.1.3.2 Opspaneffect

Conform de ROK-0669 geldt:

Als gevolg van fluctuerende temperaturen en evt. waterstanden moet bij vrij uitkragende wanden het oplopen van de gronddruk tot hogere waarden in de loop der tijd als volgt in rekening worden gebracht:

Voor de gemobiliseerde druk geldt:

$$K_{h,mob} = K_0 + (K_{ph} - K_0) * (v/z) / (a + v/z)$$

waarin:

$K_{h,mob}$  Horizontale gronddrukcoëfficiënt als gevolg van het opspaneffect;

$K_0$	Neutrale gronddrukcoëfficiënt;
$K_{ph}$	Passieve horizontale gronddrukcoëfficiënt;
$v$	Verplaatsing van de wand, in passieve richting op diepte $z$ , als gevolg van fluctuerende temperatuuffecten en waterstanden;
$z$	Diepte;
$a$	Parameter die afhankelijk is van de pakking van het zand.

De parameter  $a$  varieert tussen 0,01 voor vastgepakt zand en 0,1 voor los gepakt zand. Voor in lagen verdicht zand kan  $a = 0,03$  worden aangehouden. Voor de belastingfactor moet 1,5 worden aangehouden.

Met behulp van bovenstaande berekening is de invloed van de opspanning op de horizontale korreldruk over de hoogte bepaald. Van boven naar beneden resulteert dit in een extra horizontale druk van 3,1 tot 4,1 kN/m<sup>2</sup>. In de berekening wordt gerekend met een extra belasting van 4 kN/m<sup>2</sup>.

### 7.1.3.3 Verticale wandwrijving

Deze belasting wordt als variabele belasting in de combinaties verwerkt en wordt in de resultaten alleen meegenomen als deze ongunstig werkt.

grondwrijving langs beton:

wrijvingsspanning	$\sigma_z = \tan \delta \times \lambda_n \times \sigma'_v$
met	$\sigma'_v$ = verticale korrelspanning
	$\delta = 2/3 \times \phi$ (zand $\phi = 30^\circ$ )

### 7.1.4 Ballast

Om te voorkomen dat de moten opdrijven is tijdelijk ballast aangebracht. Deze ballast kan pas verwijderd worden nadat de nieuwe ankers zijn aangebracht. De ballast dient meegenomen te worden als apart belastinggeval.

De hoeveelheid ballast verschilt per moot en heeft invloed op de hoeveelheid trek in de nieuwe ankers wanneer de ballast wordt weg gehaald.

Moot 26 is voorzien van dusdanig veel ballast dat de bestaande palen ten allen tijde op druk worden belast. De overige moten zijn voorzien van aanzienlijk minder ballast.

De configuratie van ballast zoals vastgesteld t.b.v. de gedeeltelijke openstelling van de tunnel wordt verwezen naar de volgende tekeningen:

- [35] VHB-CIV-TEK-UO-0001 - Inrichting openstelling toerit NW
- [36] VHB-CIV-TEK-UO-0002 - Inrichting openstelling toerit ZO

## 7.1 Veranderlijke belastingen

### 7.1.1 Bovenbelasting maaiveld

**Uitgangspunt is dat de werkzaamheden vanuit de bak worden uitgevoerd en er geen significante bouwbelasting op het maaiveld naast de tunnel aanwezig zal zijn gedurende de bouwfase.**

#### Standaard bovenbelasting:

Het maaiveld rondom de tunnel is in principe niet publiekstoegankelijk.

Standaard wordt er rekening gehouden met een bovenbelasting van **10,0 kN/m<sup>2</sup>**

Bij een gronddrukfactor  $K_{0gem} = 0,50$  en een vlak of licht hellend maaiveld komt dit overeen met een extra horizontale gronddruk van 5,0 kN/m<sup>2</sup> tegen de constructie.

#### Bovenbelasting t.p.v. moot 20:

Uitzondering op bovenstaande is moot 20. Hier ligt een brugdek over de weg, t.b.v. een doodlopende bestemmingsweg. Hier wordt rekening gehouden met een bovenbelasting van **20 kN/m<sup>2</sup>** (normale verkeers-/bouwbelasting)

Bij een gronddrukfactor  $K_{0gem} = 0,50$  en een vlak of licht hellend maaiveld komt dit overeen met een extra horizontale gronddruk van 10,0 kN/m<sup>2</sup> tegen de constructie.



Deze belasting geldt over de breedte van de weg (6,0 m in het midden van de moot). Direct naast de weg wordt de standaard bovenbelasting gehanteerd.

### 7.1.2 Verkeersbelasting LM1

Belastingen en correctiefactoren worden in rekening gebracht conform NEN-EN 1991-2, art 4.3.2.

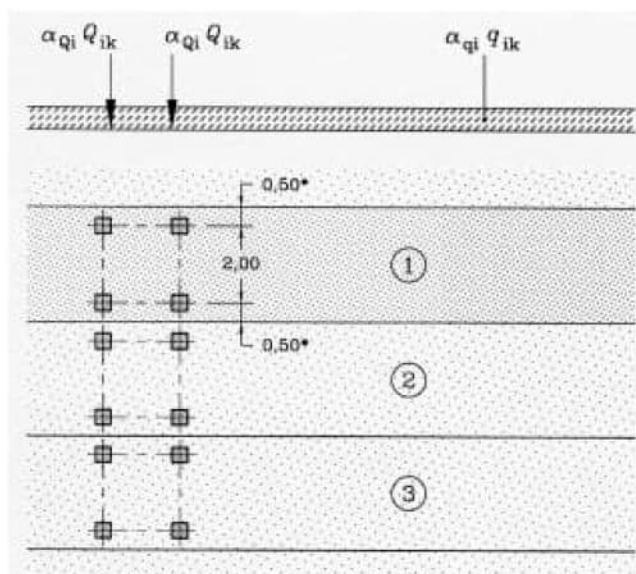
Overeenkomstig de ROK par. , art. 4.3.2 (3) wordt voor de bepaling van de correctiefactoren  $\alpha_{Q1}$ ,  $\alpha_{q1}$  en  $\alpha_{qr}$  uitgegaan van  $N_{obs} \geq 2.000.000$  vrachtwagens per jaar per rijstrook voor zwaar verkeer. Bij een rijweg met drie of meer theoretische rijstroken geldt  $\alpha_{q1} = 1,15$  en voor  $i > 1$  geldt  $\alpha_{qi} = 1,40$ .

NB: de rijstroken 1 t/m 3 moeten op verschillende plaatsen op de rijbaan worden geplaatst.

Voor de vloerconstructies in de onderdoorgang geldt:

Positie	Tandemlaststelsel			Verdeelde belasting UDL		
	$\alpha_{Qi}$ [-]	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi}$ [-]	$q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN]
Rijstrook 1	1,00	300	300	1,15	9,00	10,35
Rijstrook 2	1,00	200	200	1,40	2,50	3,50
Rijstrook 3	1,00	100	100	1,40	2,50	3,50
Overige rijstroken	-	-	-	1,40	2,50	3,50
Resterend oppervlak $q_{rk}$	-	-	-	1,00	2,50	2,50

Het aantal theoretische rijstroken wordt bepaald op basis van de afstand tussen de vaste geleideconstructies (300 mm uit hart geleiderail middenberm en 500 mm uit binnenzijde wand (barrier)).



Overige uitgangspunten:

- Zwaarst belaste rijstrook op willekeurige locatie
- Spreiding wiellasten over 1,0 x 1,0 m
- Tussenafstand assen in tandemstelsel = 1,2 m

### 7.1.3 Verkeersbelasting voor vermoeiing (nieuwbouw)

Voor de vermoeiingsbeschouwing van de betonconstructie kunnen belastingmodellen 1 en 4b worden toegepast. Model 1 is een eenvoudige benadering, maar is erg conservatief. Model 4b vereist meer rekenwerk en wordt daarom alleen toegepast indien een berekening met model 1 niet voldoet. De belastingen moeten worden gecombineerd volgens NEN-EN 1992-1-1 H6.8.3. Voor het aantal zware voertuigen per jaar per rijstrook geldt NEN-EN 1991-2 tabel NB.5 (autosnelweg).

#### Load Model 1 voor vermoeiing

Belastingmodel 1 voor vermoeiing komt wat betreft configuratie en karakteristieke belasting overeen met Load Model 1 zoals gedefinieerd bij de verticale belastingen door wegverkeer, waarbij de aslasten gelijk zijn aan  $0,7 \cdot Q_{ik}$  en de gelijkmatig verdeelde vlaklast gelijk is aan  $0,3 \cdot q_{ik}$  en  $0,3 \cdot q_{rk}$  (hierbij geen  $\alpha$ -factoren toepassen). Load Model 1 voor vermoeiing is bedoeld voor het bepalen van de maximum en minimum spanningen door de mogelijke lastplaatsingen.

#### Load Model 4b voor vermoeiing

De set vrachtwagens conform ROK dient te worden toegepast. Aangezien sprake is van het autosnelweg wordt gerekend met  $2,25 \cdot 10^6$  voertuigen per zware rijstrook per jaar (Nobs,a,sl). Door middel van invloedlijnen kan de invloed van de verschillende aslasten worden gecombineerd.

### 7.1.4 Rembelasting

Rembelasting (rembelasting dek en stootplaat afzonderlijk bepalen.)

$F_{hor} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$ , waarbij  $180 \cdot \alpha_{q1} \leq F_{hor} \leq 800$  kN.

Waarbij:

- $\alpha_{Q1}$  : correctiefactoren voor sommige belastingsmodellen op rijstroken;
- $Q_{1k}$  : grootte van de karakteristieke verticale belasting op de wegverkeersbrug;
- $q_{1k}$  : grootte van de karakteristieke verticale verdeelde belasting (belastingsmodel 1) op theoretische rijstrook nummer  $i$  ( $i = 1, 2, \dots$ ) van een wegverkeersbrug;
- $w_1$  : breedte van een theoretische rijstrook van een wegverkeersbrug;
- $L$  : belaste lengte.

De lengte van alle moeten bedraagt 18 m.

Hieruit volgt:

$F_{hor} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 1,15 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 18 = 416$  kN waarbij  $270 \leq F_{hor} \leq 800$  kN.

De horizontaal kracht wordt gelijkmatig verdeeld over de vloer.

(de rembelasting zal indien mogelijk geheel worden opgenomen door de wrijving van de grond met de wanden)

### 7.1.5 Temperatuur

Voor de temperatuurbelasting in de onderdoorgangen wordt de ROK aangehouden. Deze sluit beter aan op dit specifieke type constructie dan de generieke eisen uit NEN-EN 1991-1-5. Thermische effecten worden in rekening gebracht bij BGT-combinaties. De effecten van temperatuur zijn niet significant en de ductiliteit en rotatiecapaciteit mogen als voldoende worden aangenomen, zodat temperatuur bij de UGT-combinaties conform NEN-EN 1992-1-1 art. 2.3.1.2 voor de berekening van de betonconstructie achterwege wordt gelaten.

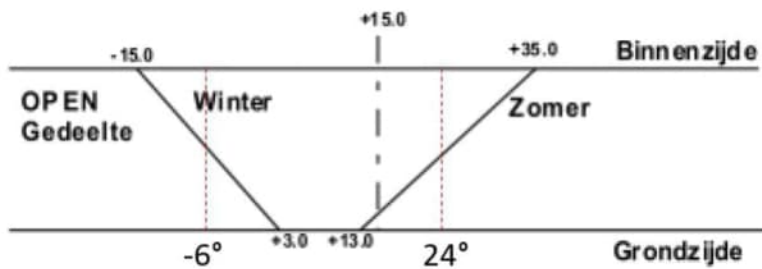
#### Algemene uitgangspunten:

Omdat de wand een vrije uitkraging is heeft de temperatuurbelasting geen effect op de krachtwerving in de wand. Omdat het rekenen met verschillende temperatuurbelastingen op aansluitende platen onrealistische resultaten geeft t.p.v. de aansluiting geeft wordt de temperatuurbelasting zoals bepaald voor de vloer op de gehele constructie gezet.

#### Jaarlijkse temperatuurbelasting:

conform ROK-0029 [23]

Referentietemperatuur: 15 °C



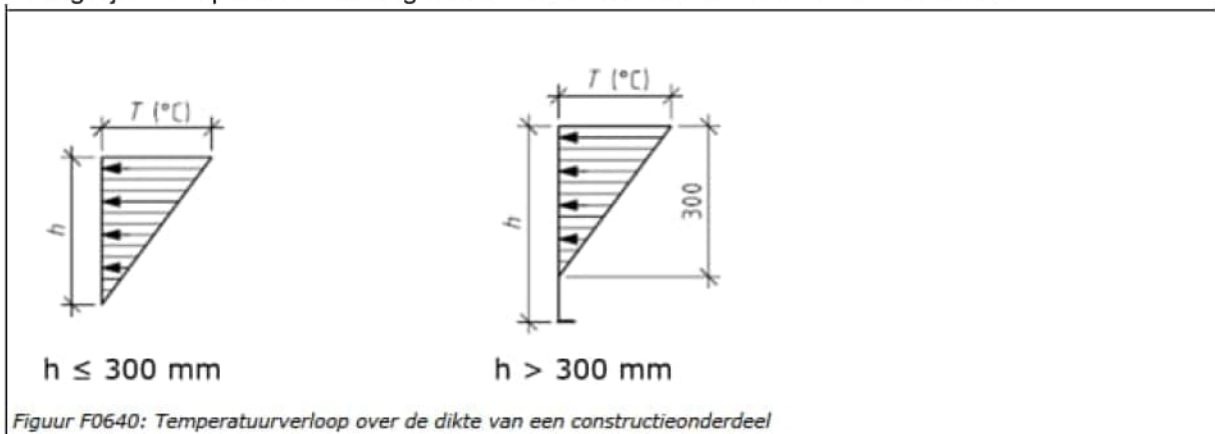
In het overgangsgedeeft tussen gesloten en open gedeelten moet over een lengte van 25 m tussen de waarden voor het gesloten en open gedeelte lineair worden geïnterpoleerd.

Jaarlijkse temperatuurbelasting:  
 conform ROK-0640 [23]:

Vloer

- Asfaltdekking: 80 mm
- Dagelijkse temperatuurafname: -6° C
- Dagelijkse temperatuurtoename: +12° C

De dagelijkse temperatuurbelasting werkt over de bovenste 300 mm van de doorsnede.



In **Fout!** **Verwijzingsbron niet gevonden.** is deze temperatuurbelasting omgerekend naar een gelijkmatig temperatuursverloop over de gehele doorsnede. In Tabel 9 en Tabel 10 zijn de jaarlijkse en dagelijkse temperatuurbelasting gecombineerd tot 1 belastinggeval.

Tabel 9 Jaarlijkse + dagelijkse temperatuurbelasting Zomer

Vloer		Zomer						
		Jaarlijks		Dagelijks		Totaal		
Moten	$h_{\text{vloer gem}}$ [m]	$T_{\text{;binnen}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;buiten}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;binnen}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;buiten}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;binnen}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;buiten}}$ [°C]	$\Delta T$
7 t/m 16	0,874	9	-2	11,37	-4,51	<b>20,37</b>	<b>-6,51</b>	26,88
24 t/m 28	1,35	9	-2	7,9	-3,46	<b>16,9</b>	<b>-5,46</b>	22,36
18 t/m 21	1,35	9	-2	7,9	-3,46	<b>16,9</b>	<b>-5,46</b>	22,36
29 t/m 36	0,874	9	-2	11,37	-4,51	<b>20,37</b>	<b>-6,51</b>	26,88

Tabel 10 Jaarlijkse + dagelijkse temperatuurbelasting Winter

Vloer		Winter						
		Jaarlijks		Dagelijks		Totaal		
Moten	$h_{\text{vloer gem}}$ [m]	$\Delta T_{\text{;binnen}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;buiten}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;binnen}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;buiten}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;binnen}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{;buiten}}$ [°C]	$\Delta T$
7 t/m 16	0,874	-30	-21	-4,55	1,8	<b>-34,55</b>	<b>-19,2</b>	-15,35
24 t/m 28	1,35	-30	-21	-3,16	1,38	<b>-33,16</b>	<b>-19,62</b>	-13,54
18 t/m 21	1,35	-30	-21	-3,16	1,38	<b>-33,16</b>	<b>-19,62</b>	-13,54
29 t/m 36	0,874	-30	-21	-4,55	1,8	<b>-34,55</b>	<b>-19,2</b>	-15,35

### 7.1.6 Voorspannen ankers

De trekpalen zullen wellicht (beperkt) worden voorgespannen.

Het aanbrengen van voorspanning in de nieuwe palen leidt tot druk (of vermindering van trek) in de bestaande palen. Dit heeft invloed op de krachtswerking in de vloer en dient beschouwd te worden.

De exacte voorspankrachten worden in de berekeningen bepaald.

### 7.2 Niet in rekening gebrachte belastingen

Onderstaande belastingen zijn niet van toepassing of niet maatgevend en zijn niet in beschouwing genomen.

- Zwell (Deltares?)
- Zettingen
- Windbelasting
- Sneeuwbelasting
- Krimp en kruip
- Centrifugaal belasting
- Buitengewone belastingen (Stootbelastingen, Explosie en Aardbeving)

## 8 BELASTINGCOMBINATIES

### 8.1 Belastingfactoren

Voor de belastingen gegeven in hoofdstuk 76 zijn de aan te houden belastingfactoren voor de reconstructie gegeven in Tabel 11 (verbouwniveau), De bijbehorende gevolgklasse is CC3 (zie paragraaf 3.2).

De belastingfactoren zijn bepaald conform NEN-EN 1990 tabel NB.16 – A2.4(B) [1], NEN 8700 tabel A2.2(B) [19], ROK [23] en de RBK [24].

Tabel 11 Belastingfactoren CC3 (verbouwniveau conform RBK tabel 2-2)

Belasting	Ongunstig (6.10a)	Ongunstig (6.10b)	gunstig
<b>PERMANENT:</b>			
Eigen gewicht	1,30	1,15	0,90
Rustende belastingen	1,30	1,15	0,90
Korreldruk	1,30	1,15	0,90
Ballast	1,30	1,15	0,90
Voorspannen ankers	1,30	1,15	0,90
GWS kar.*	1,20	1,20	-
GWS NEN-EN 1990 6.10a	1,00	-	-
GWS NEN-EN 1990 6.10b	-	1,00	
<b>VERANDERLIJK:</b>			
Maaiveld- en verkeersbelasting	1,30	1,30	0
Rembelasting	1,30	1,30	0
Temperatuurbelasting	1,50	1,50	0
<b>BUITENGEWOON:</b>			
n.v.t.	-	-	-

Tabel 12 Belastingfactoren CC3 (nieuwbouwniveau conform RBK tabel 2-2)

Belasting	Ongunstig (6.10a)	Ongunstig (6.10b)	gunstig
<b>PERMANENT:</b>			
Eigen gewicht	1,40	1,25	0,90
Rustende belastingen	1,40	1,25	0,90
Korreldruk	1,40	1,25	0,90
Ballast	1,40	1,25	0,90
Voorspannen ankers	1,40	1,25	0,90
GWS kar.*	1,35	1,35	-
GWS ROK 2.0, 1,3E-3*	1,30	1,15	-
<b>VERANDERLIJK:</b>			
Maaiveld- en verkeersbelasting	1,50	1,50	0
Rembelasting	1,50	1,50	0
Temperatuurbelasting	1,65	1,65	0
<b>BUITENGEWOON:</b>			
n.v.t.	-	-	-

T.b.v. de grondwaterstanden is er nog een rekenwaarde gegeven door Deltares, de belastingfactoren hiervan zijn opgenomen in de tabellen in H3.3

## 8.2 Momentaanfactoren

De momentaanfactoren voor maaiveld- en verkeersbelasting en temperatuurbelasting zijn bepaald conform NEN-EN 1990 tabel NB.12- A2.1 voor bruggen. De overige momentaanfactoren zijn conservatief aangehouden.

Tabel 13 Momentaanfactoren

Belasting:	$\Psi_0$	$\Psi_1$
Waterdruk	1,0	1,0
Maaiveld- en verkeersbelasting	0,8	0,8
Rembelasting	0,8	0,8
Temperatuurbelasting	0,3	0,8
Voorspannen ankers	1,0	1,0

## 8.3 Belastingcombinaties

Alle combinaties van belastingen die tijdens de bouwphase, de gebruiksfase en de onderhoudsfase kunnen optreden dienen in beschouwing genomen te worden. De te combineren belastingen zijn gegeven in Tabel 14.

Tabel 14: Belastingcombinaties voor de reconstructie

Belasting:	UGT			
	BC1	BC2	BC3	BC4
<b>PERMANENT:</b>				
Eigen gewicht	X	X	X	X
Rustende belasting (verharding) <sup>3)</sup>	X	X	X	X
Rustende belastingen (overig)	X	X	X	X
Korrel druk	X	X	X	X
Ballast			X	X
Voorspannen ankers	X	X	X	X
Waterdruk	X	X	X	X
<b>VERANDERLIJK:</b>				
Maaiveld- en verkeersbelasting <sup>3)</sup>	X	X	X	X
Rembelasting	X	X	X	X
Temperatuurbelasting <sup>3)</sup>	X	X	X	X

<sup>1)</sup> Extreem hoge GWS

<sup>2)</sup> Extreem lage GWS

<sup>3)</sup> Indien ongunstig werkend

### Toelichting:

- BC1 en BC2 t.b.v. eindfase (Alle nieuwe ankers onder trek)
- BC3 en BC4 t.b.v. bouwphase (Ballast + voorspanning geeft druk in de bestaande palen)

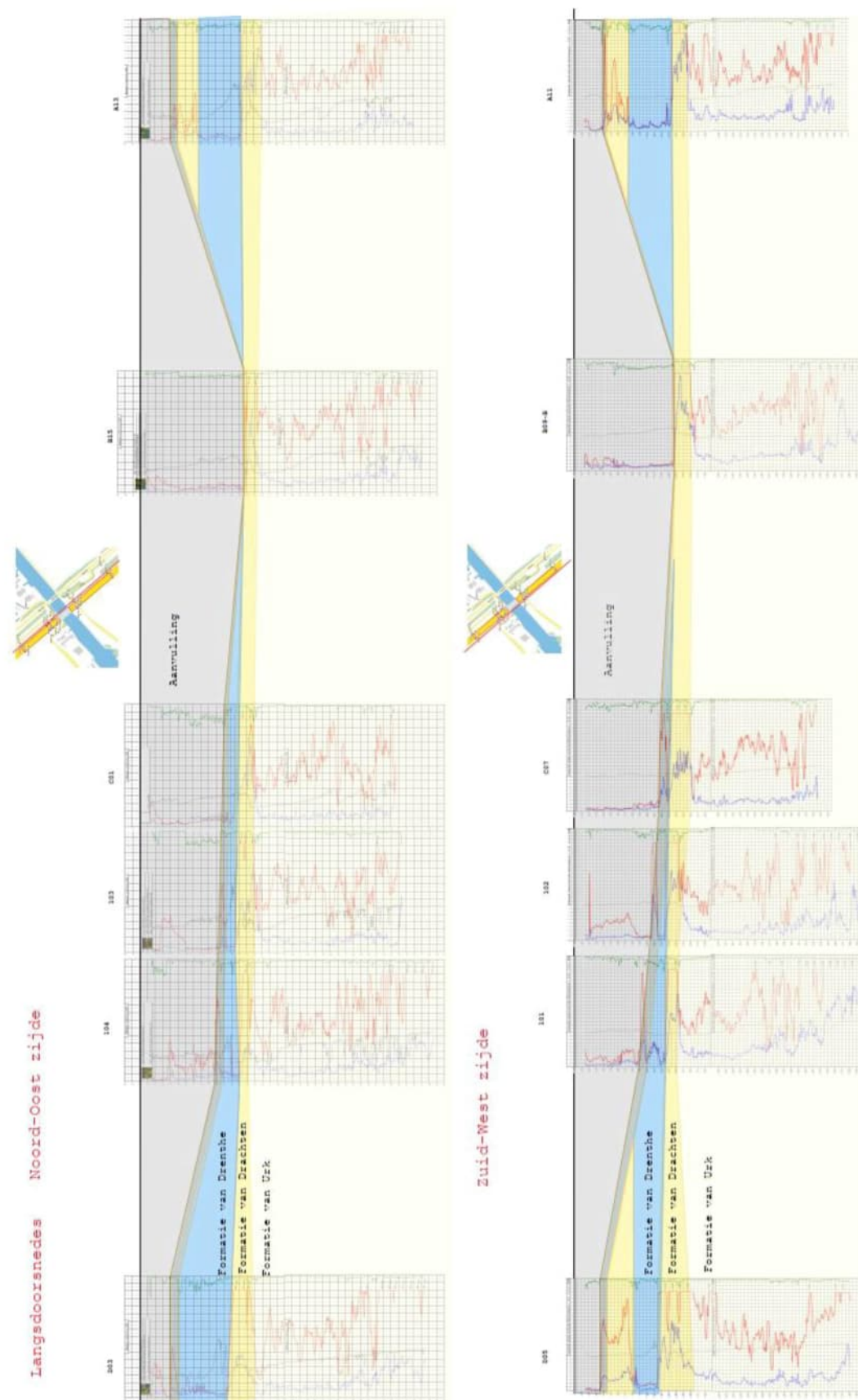
Calamiteit waterdruk tot bk wand (met huidige factoren niet maatgevend)

## **9 UITVOERINGSASPECTEN**

### **9.1 Uitvoeringsklasse**

Conform ROK-0140 geldt dat voor alle onderdelen van een kunstwerk in gevolgklasse CC3, die van belang zijn voor het draagvermogen en duurzaamheid van de constructie, moet worden uitgegaan van uitvoeringsklasse 3

## Bijlage A Geotechnische langsdoorsnede tunnel





## **Bijlage B**    **Notitie stijghoogten Deltares**

[hierachter toegevoegd]

PER E-MAIL

Rijkswaterstaat Grote Projecten en Onderhoud  
Gebouw Westraven  
18e verdieping Westraven  
T.a.v. de heer [REDACTED] 5.1.2.e  
Postbus 2232  
3500 GE UTRECHT

<b>Datum</b> 16 februari 2023	<b>Ons kenmerk</b> 11209150-006-GEO-0001	<b>Aantal pagina's</b> 1 van 47
<b>Contactpersoon</b> [REDACTED]	<b>Doorkiesnummer</b> [REDACTED] 5.1.2.e	<b>E-mail</b> [REDACTED]@deltares.nl

**Onderwerp**

Stijghoogten en grondwaterstanden voor beoordeling bestaande constructie en ontwerp vervangende fundering toerit Prinses Margrietunnel - versie 3.

Geachte heer [REDACTED], 5.1.2.e

Op dinsdag 13 december 2022 stelde een wegininspecteur van Rijkswaterstaat schade aan het asfalt vast bij moot 26 van de Noordelijke toerit van de Prinses Margrietunnel. Moot 26 bleek opgedreven. Dit proces is het door plaatsen van ballast gestabiliseerd en waarna voor de overige delen van de toeritten ook veiligheidsverhogende ballast is aangebracht.

Rijkswaterstaat heeft Deltares gevraagd een advies uit te brengen voor de aan te houden grondwaterstanden en stijghoogten voor het ontwerp van de vervangende paalfundering en beoordeling van de bestaande constructie. De vervangende paalfundering wordt ontworpen op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0 met een restlevensduur van 50 jaar. De bestaande constructie wordt beoordeeld op CC3 verbouw met een restlevensduur van 50 jaar.

## 1.1 Situatie

De onderzijde van de diepste delen van de toeritten en de zinktunnel bevinden zich in het Pleistocene zand, hier direct boven bevindt zich over het geheel gezien een slecht doorlatende laag, de Drenthe klei. Hier weer boven bevindt zich een Holocene zandlaag met daarboven tot aan het maaiveld is over het geheel gezien een Holocene slecht doorlatende laag aanwezig. Direct naast en onder de toeritten en zinktunnel is Antropogene grond aanwezig. Dit betreft onder de toeritten en de tunnel een zandlaag en naast de toeritten en de zinktunnel de grondaanvulling van de bouwputten en zinksleuf. De waterdruk onder de toeritten wordt beheerst door de stijghoogte in het Pleistocene zand.

## 1.2 Aanpak

Als eerste wordt met behulp van het grondwatermodel een analyse gemaakt van de te verwachten gemiddelde en maximale stijghoogten onder de toeritten van de tunnel. Vervolgens worden conform de NEN1990 de karakteristieke en rekenwaarden van de extreme lage en hoge stijghoogten bepaald op basis van een extreme waardeanalyse op de beschikbare langjarige peilbuismetingen in de nabije omgeving. In het laatste hoofdstuk worden de geadviseerde waarden voor het ontwerp gepresenteerd. Verder zijn er in Bijlage F twee uitgewerkte rekenvoorbeelden opgenomen voor de bepaling van de rekenwaarde van de trekbelasting op de vervangende paalfundering.

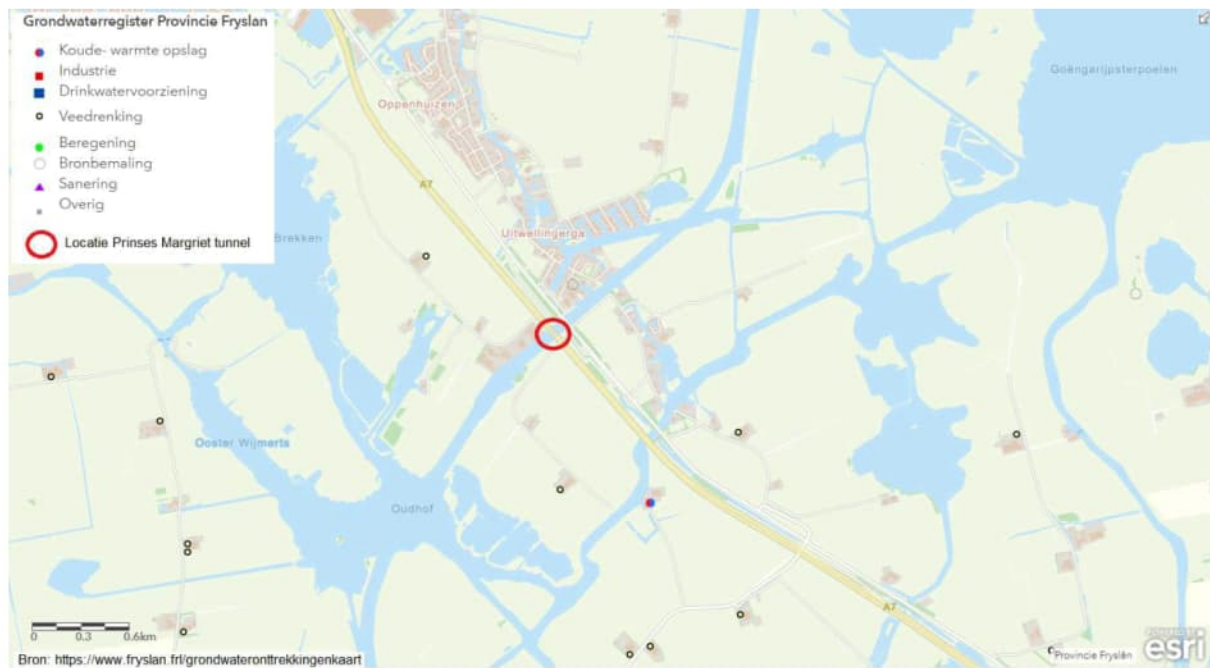
## 2 Maximale stijghoogten op basis van modelberekeningen

### 2.1 Methode

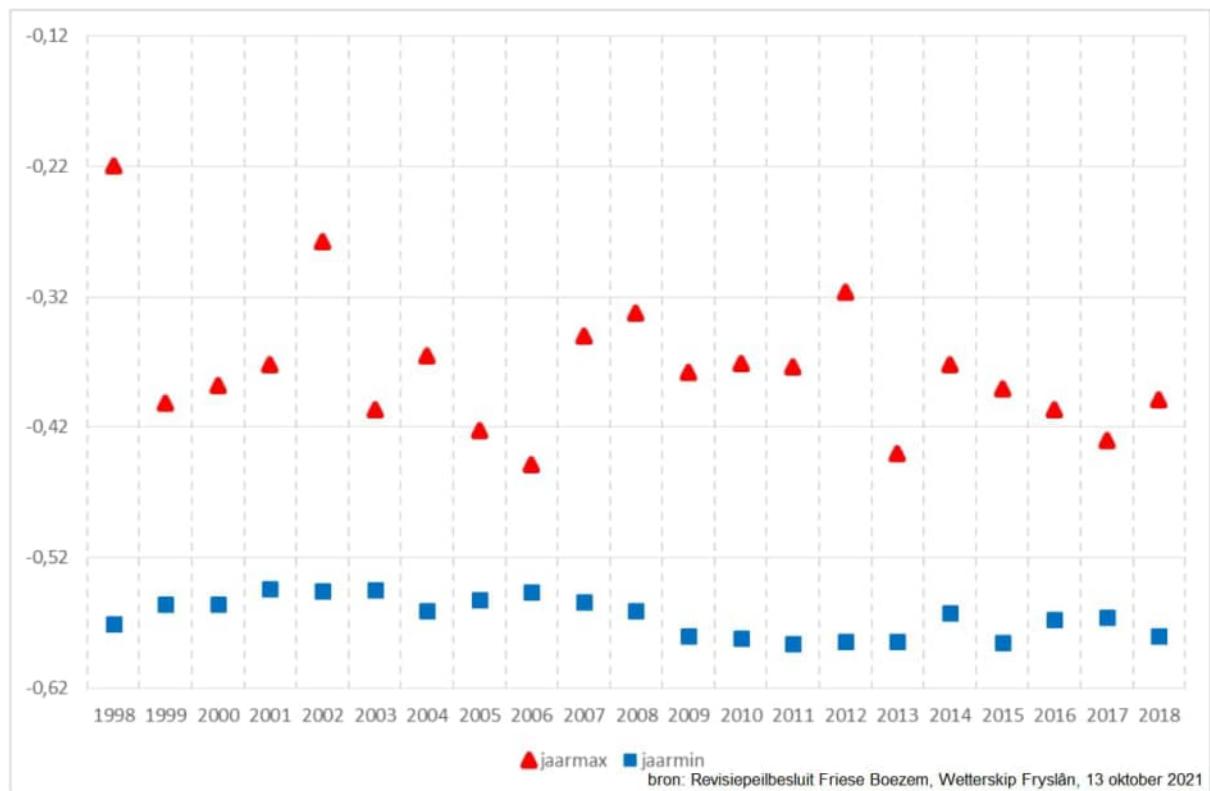
De berekeningen voor de bepaling van de waterdruk onder de weg zijn uitgevoerd met het grondwatermodel dat voor het bemalingsadvies is opgezet. Dat is een stationair model dat bij benadering uitgaat van de gemiddelde stijghoogten van het grondwater in de diverse watervoerende lagen.

Voor de bepaling van de waterdruk onder de toeritten is de stijghoogte in het zandpakket onder de Drenthe klei maatgevend. De bovenzijde van dat zandpakket ligt bij de tunnel op circa NAP - 13 m. De stijghoogte in dat pakket kan in de tijd variëren en dus lager, maar ook hoger worden dan het gemiddelde zoals dat met het model is berekend. Voor het ontwerp van de weg zijn vooral de hoogste stijghoogten maatgevend. De vraag is hoeveel de hoogste stijghoogten boven het gemiddelde kunnen uitkomen. Verhoging van de stijghoogte in het zandpakket onder de Drenthe klei kan worden veroorzaakt door onder meer stijging van de oppervlaktewaterpeilen, toename van de neerslag en stopzetten van grondwaterwinningen in de nabije omgeving.

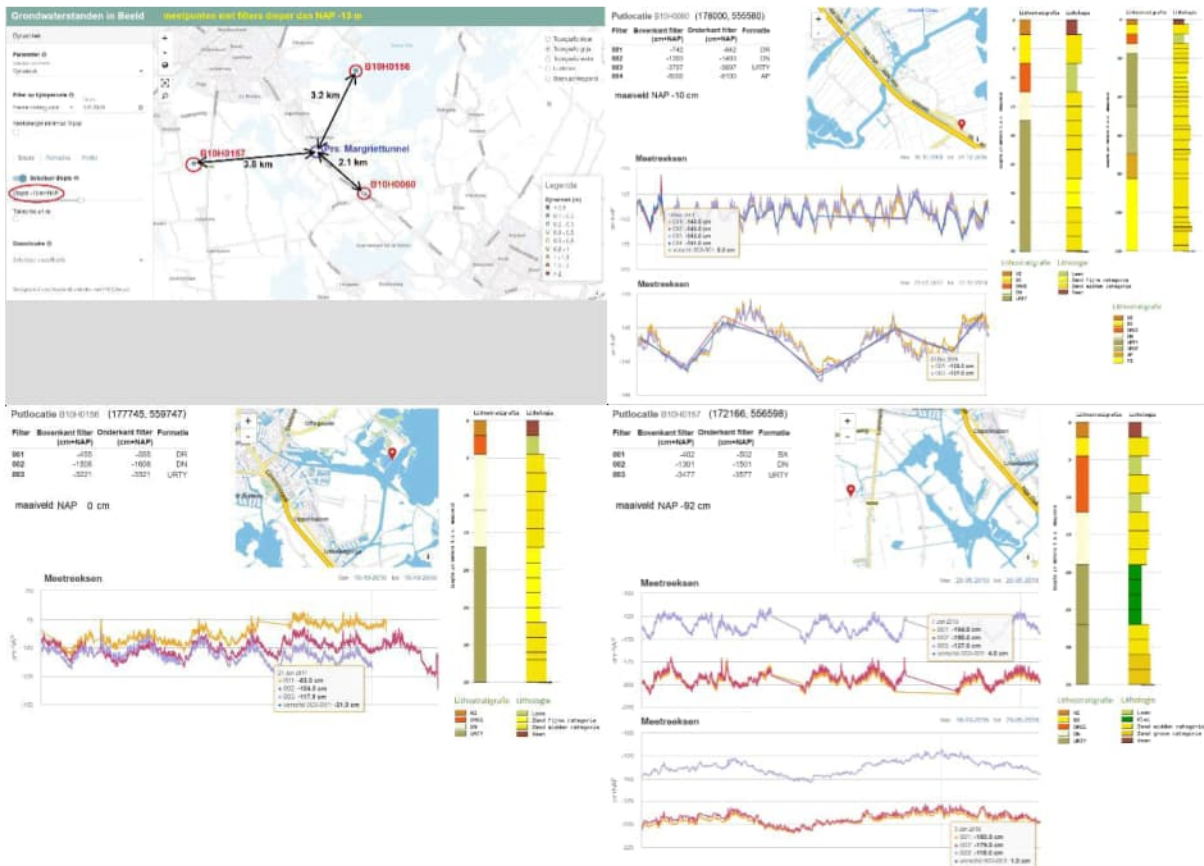
Volgens het grondwaterregister van Provincie Friesland zijn er geen relevante grondwaterwinningen in de nabije omgeving van de Prinses Margrietunnel (Figuur 2.1). Uit gegevens van het waterschap blijkt dat het streefpeil van de Friese boezem NAP - 0,52 m is en de als normaal beschouwde variatie daarvan ligt tussen NAP - 0,29 m en NAP - 0,66 m. De maximaal gemeten waterstand in de laatste 25 jaar ligt daar met NAP - 0,22 m iets boven (Figuur 2.2). De polderwatersloten rondom de tunnelingang aan de noordzijde van het kanaal hebben een streefpeil in de zomer van NAP - 1,50 m en in de winter van NAP - 1,70 m. Aan de zuidzijde van het kanaal zijn zomer- en winter-streefpeilen beide NAP - 1,95 m. Door hevige neerslag kunnen de waterpeilen in deze sloten tijdelijk meer stijgen dan de maximale stijging van het waterpeil in de Friese boezem. Door de kleiige en venige deklaag is het effect van deze peilvariaties op de stijghoogte in de onderliggende zandlagen een stuk kleiner. Figuur 2.3 geeft voor drie meetpunten met filters in het watervoerend pakket onder de Drenthe klei het verloop van de stijghoogte in dat pakket van de afgelopen jaren. De maximaal gemeten stijghoogten in deze meetpunten zijn ongeveer 25 cm hoger dan de gemiddeld gemeten stijghoogten. In de zandlagen daarboven en daaronder zijn de stijghoogtevariaties vergelijkbaar van grootte. De stijghoogten zijn in de winter hoger dan gemiddeld en in de zomer lager dan gemiddeld.



Figuur 2.1 Locatie grondwaterwinningen in de nabije omgeving van de Prinses Margriet tunnel.



Figuur 2.2 Jaarmaxima en jaarminima gemiddelde boezemwaterstand (tijdvak 1998-2018).

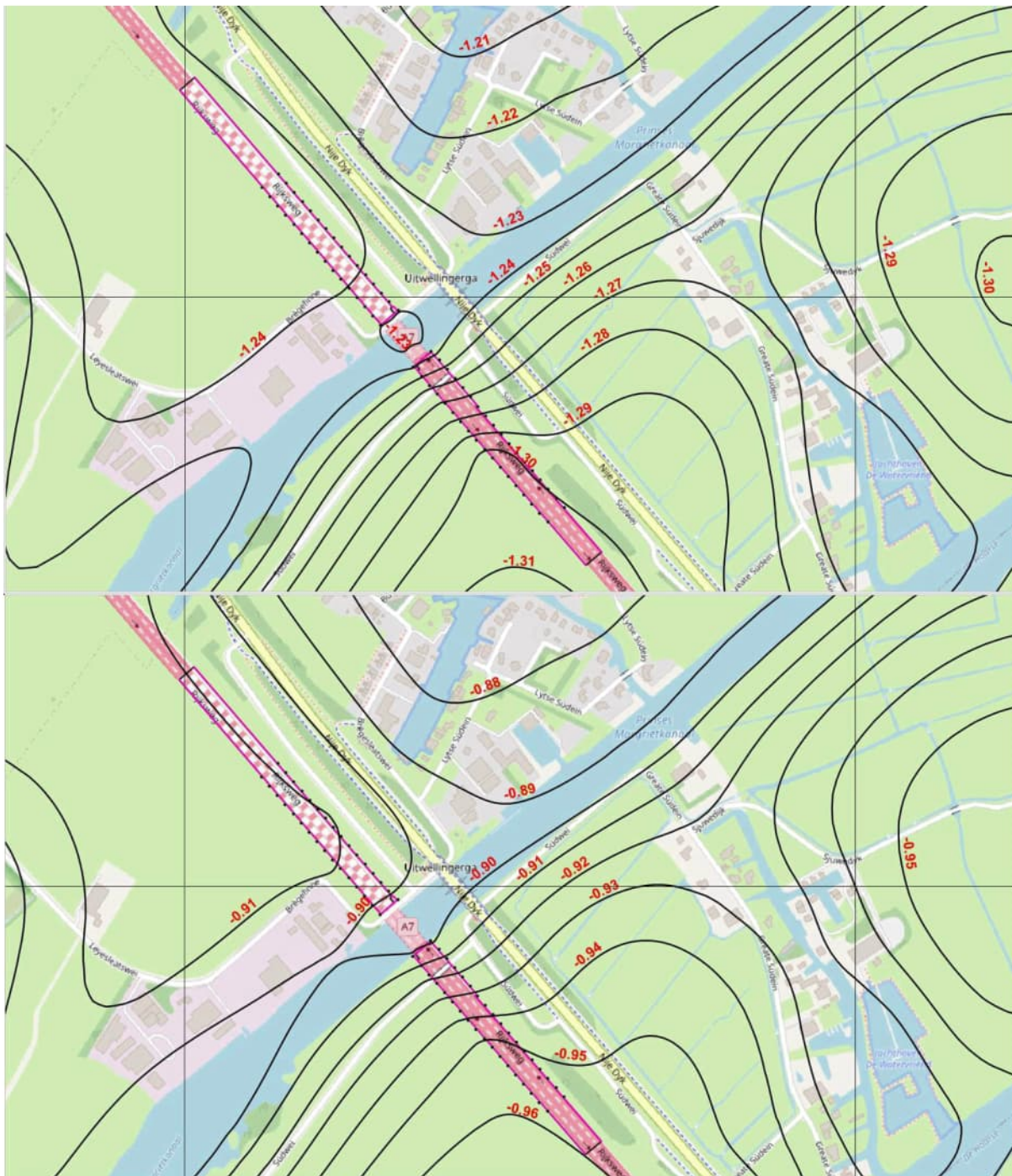


Figuur 2.3 Tijdreeksen van stijghoogten in het zandpakket onder de Drenthe klei van meetpunten in de omgeving van de Prinses Margriet tunnel. Linksboven de ligging van deze meetpunten en de afstand tot de tunnel.

## 2.2 Berekenende stijghoogten

De bovenbeschreven effecten op de stijghoogtevariatie zijn met het model vertaald in een fictief maximum stijghoogtescenario. Daarbij zijn de boezempeilen op NAP - 0,22 m gezet, de winterpeilen van de polders met 0,5 m verhoogd en de randstijghoogten van het model met 0,25 m verhoogd. Het effect van de toename van de neerslag is verdisconteerd in de verhoogde waterpeilen.

Figuur 2.4 geeft een overzicht van de stationair berekende stijghoogte aan de onderzijde van de tunnel. Het bovenste plaatje geeft de berekende gemiddelde situatie. Het onderste plaatje de stationair berekende fictieve maximum situatie.



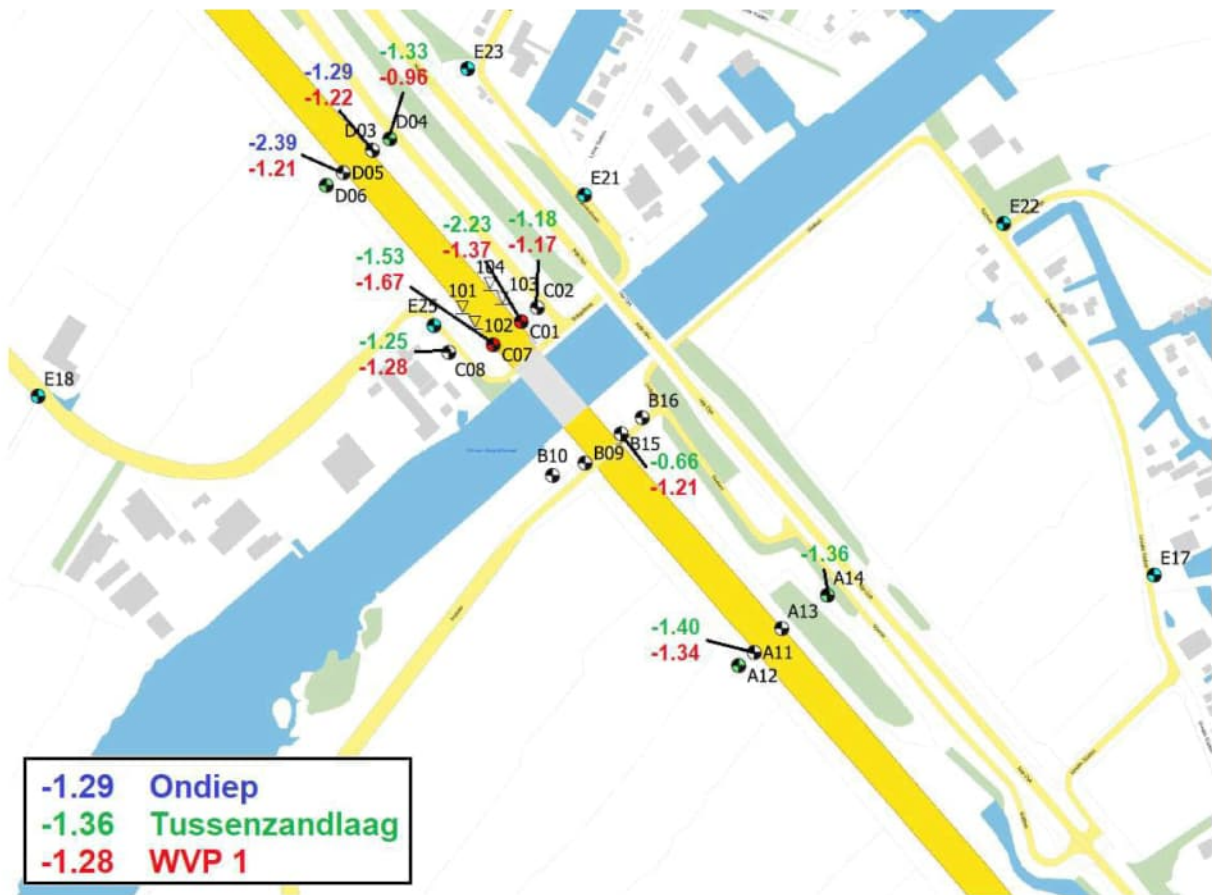
Figuur 2.4 Stationair berekende stijghoogte aan de onderzijde van de tunnel. Boven: uitgaande van een gemiddelde situatie; onder: uitgaande van een maximum situatie. Waarden in m +NAP. De zwarte punten langs de toeritten van de tunnel geven de mootscheidingen aan.

Voor de gemiddelde situatie loopt de berekende stijghoogte aan de zuidzijde van het kanaal iets op in de richting van het kanaal, van NAP - 1,30 m tot NAP - 1,24 m bij de tunnelingang. Aan de noordzijde is de berekende stijghoogte met NAP -1,23 m nog een fractie hoger. De variatie van de berekende stijghoogte aan de noordzijde van het kanaal is kleiner dan aan de zuidzijde.

De berekende stijghoogte van de fictieve maximum situatie geeft een vergelijkbaar beeld met een circa 0,33 m hogere stijghoogte. Kanttekening daarbij is dat deze tijdelijke extreme situatie is berekend met een stationair model. De rekenresultaten geven daarmee een

overschatting van het tijdelijk aanwezige effect die de stijghoogte in het zandpakket onder de tunnel omhoog doet gaan.

Inmiddels is rondom de tunnel een monitoringsnetwerk aangelegd, waarvan de eerste resultaten beschikbaar zijn (Figuur 2.5). De eerste meetwaarden zijn niet allemaal consistent. Sommige waarnemingen roepen wat vragen op en behoeven enige toetsing op correctheid en betrouwbaarheid. De meetwaarden van de stijghoogten in het pakket onder de Drenthe klei, met meetfilters op ca NAP - 13 m, geven vergelijkbare stijghoogten, of lager, als de stationair berekende stijghoogten voor de gemiddelde situatie uit Figuur 2.4. Het gemeten boezemwaterpeil bij het 7 km afstand gelegen meetpunt Terherne was op dat moment met NAP - 0,54 m (bron: waterinfo.rws.nl) ongeveer de streefwaarde.



Figuur 2.5 Eerste metingen (25 januari – 2 februari 2023) van het ingerichte monitoringsnetwerk. De gegeven meetwaarden zijn van 2 februari 2023 tussen 21:00 en 22:00 uur. De rode getallen zijn de metingen in het watervoerend pakket onder de Drenthe klei.

### 2.3 Stijghoogten onder tunnel

De berekende gemiddelde stijghoogte onder de Prinses Margrietunnel bedraagt NAP -1,23 m met een marginaal verloop in lengterichting van de weg. De onzekerheidsmarge van de resultaten van het model wordt daarbij geschat op 0,1 m.

### 3 Karakteristieke en rekenwaarde stijghoogte en GWS

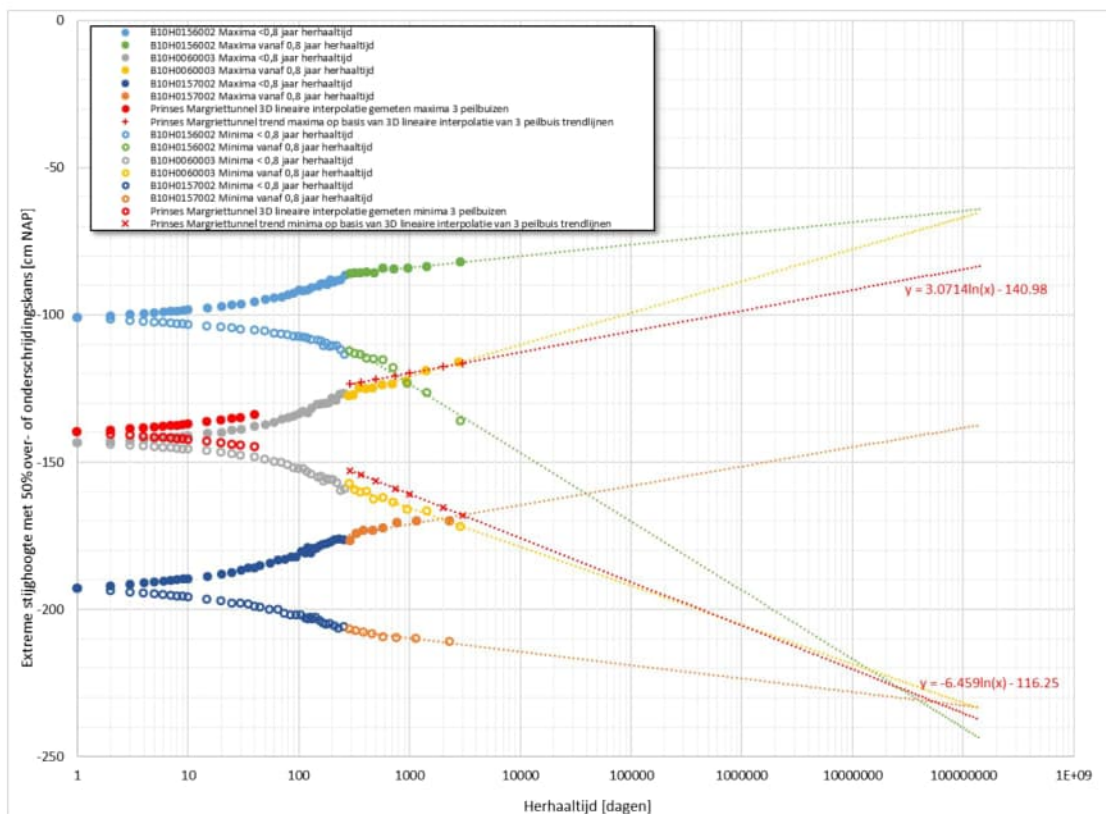
#### 3.1 Methode

De karakteristieke en rekenwaarden van de stijghoogten zijn bepaald volgens de NEN-EN 1990 en ROK 2.0. Als eerste zijn langjarige meetreeksen van de peilbuizen in de omgeving geanalyseerd. Vervolgens zijn de diverse stijghoogten van het Pleistocene zand voor het ontwerp van de vervangende fundering en beoordeling van de bestaande fundering berekend. Hierna zijn de grondwaterstanden bepaald.

#### 3.2 Langjarige meetreeksen stijghoogte Pleistoceen

In de directe omgeving van de tunnel zijn 3 peilbuizen met langjarige meetreeksen met een meetfrequentie van 1 dag aanwezig, zie Figuur 2.3 en Bijlage A. In Bijlage B zijn grafieken met de maand gemiddelde en maxima alle peilbuizen tezamen opgenomen en in Bijlage C zijn diverse grafieken op basis van het maand gemiddelde per peilbuis gegeven. In Bijlage D en E zijn dezelfde grafieken voor de maand gemiddelden en minima opgenomen. Uit Bijlagen B t/m E volgt dat er sprake is van seizoens-effecten. Verder lijkt in de meetperiode er geen sprake te zijn van een voor de, vervangende paalfundering ongunstige, systematische toename van alle de stijghoogten in dit gebied.

Voor de gemeten stijghoogten is een extreme waarde verdeling voor de minimale en de maximale stijghoogte, zie Figuur 3.1. Door de waarden vanaf een herhaaltijd van 0,8 jaar die relevant zijn voor extrapolatie naar grote herhaaltijden zijn een lognormale fit gemaakt, zie Figuur 3.1. Vervolgens is voor de locatie van de Prinses Margrietunnel een 3D lineaire interpolatie gemaakt tussen de trendlijnen van de 3 peilbuizen. Deze zelfde 3D lineaire interpolatie uitgevoerd voor de waargenomen extreme stijghoogten bij de 3 peilbuizen waarvan de herhaaltijden in de extreme waarde verdeling gelijk waren.



Figuur 3.1 Extreme waarde analyse op langjarige peilbuiswaarnemingen en 3D interpolatie van waarden ter plaatse van de Prinses Margrietunnel.



### 3.3 Gevolgklasse en referentieperiode

De Prinses Margrietunnel in de A7 maakt onderdeel uit van hoofdwegennet en wordt daarom in CC3 geplaatst. De vervangende paalfundering wordt ontworpen op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0. De bestaande constructie wordt beoordeeld op CC3 verbouw de betrouwbaarheid van CC3 voor verbouw in de NEN 8700 komt overeen met die van CC2 nieuwbouw in de NEN 1990<sup>1</sup>. De restlevensduur is 50 jaar, dus de referentieperiode voor de belastingen  $T_{ref} = 50$  jaar.

### 3.4 Berekening stijghoogten

#### 3.4.1 Algemeen

In NEN 1990 is beschreven op welke wijze (grond)waterbelastingen dienen worden bepaald. Zowel de karakteristieke als de rekenwaarden van de (grond)waterbelastingen dienen te worden bepaald op basis van de herhaaltijd (=kans van onder- en overschrijden). De ROK 2.0 eis ROK-0635 (2) is eveneens op basis van herhaaltijd geformuleerd. De herhaaltijd voor karakteristieke ongunstige waterstand is gelijk aan de referentietijd,  $T_{ref}$ . De NEN 1990 geeft 2 methode om de rekenwaarde van de waterstanden te bepalen waarbij methode A de verfijndere methode is en methode B een grovere CC-klasse onafhankelijke methode is die geen rekening houdt met het type rekenwaarde. De hoge en lage extreme stijghoogten in het Pleistocene zand worden achtereenvolgens volgens methode A en B bepaald.

#### 3.4.2 Methode A

De rekenwaarde van de herhaaltijd  $T_d$  van ongunstige waterstand dient te worden bepaald met NEN 1990 formule NB.3:

$$T_d = f_{Td} \times T_{ref} \quad (3.1)$$

NEN 1990 Tabel NB.8 geeft voor de overheersende belasting en de combinatie (=overige) belastingen voor  $f_{Td}$  respectievelijk een waarde van 256 en 6,94 de hiermee berekende herhaaltijden zijn voor CC2 weergegeven in Tabel 3.1 en voor CC3 in Tabel 3.2. De overschrijdingskans over de levensduur van  $1,3 \cdot 10^{-3}$  voor CC3 in ROK 2.0 eis ROK-0635 (2) komt overeen met  $f_{Td}$  in vergelijking (3.2) de hiermee berekende herhaaltijd is weergegeven in Tabel 3.2.

$$f_{Td} = \frac{1}{1,3 \cdot 10^{-3}} \quad (3.2)$$

Voor het huidige dagelijks gemiddelde wordt uitgegaan van de in paragraaf 2.2 berekende waarde. Voor de decimeringswaarde en het verschil tussen het dagelijks gemiddelde wordt uitgegaan de waarden uit 3D lineaire interpolatie van de trendlijnen van de 3 peilbuizen. Er wordt komende 50 jaar geen systematische toename van de stijghoogten verwacht.

Samengevat wordt uitgegaan van:

- Dagelijks gemiddelde stijghoogte = NAP -1,23 m.
- Decimeringswaarde voor de:
  - Extreme hoge waarde = 0,031 m.
  - Extreme lage waarde = -0,065 m.
- Verschil tussen het dagelijks gemiddelde en de extreme stijghoogte met herhaaltijd van 1 jaar voor de:
  - Extreme hoge waarde = 0,17 m.
  - Extreme lage waarde = -0,145 m.

<sup>1</sup> NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 Eurocode. Grondslagen van het constructief ontwerp, inclusief nationale bijlage NB:2019, Nederlands Normalisatie Instituut.

Ter plaatse van de Prinses Margrietunnel zijn geen langjarige peilbuismetingen beschikbaar en er bestaat onzekerheid over ontwikkelingen komende 50 jaar waaronder het effect van klimaatveranderingen. De onzekerheid in de stijghoogte met een herhaaltijd van 1 jaar<sup>2</sup> en de decimeringswaarde ter plaatse en de veranderingen komende 50 jaar wordt afgedekt door toepassing van:

- Onzekerheidsmarge extreme stijghoogte met een herhaaltijd van 1 jaar = 0,15 m.
- Onzekerheidsmarge decimeringswaarde factor = 1,3.

Met NEN-EN 1990 formule NB.2 zijn vervolgens de karakteristieke en rekenwaarden voor de hoge en lage extreme stijghoogten bepaald voor CC3-verbouw (=CC2-nieuwbouw), zie Tabel 3.1 weergegeven. Op dezelfde wijze zijn de hoge extreme waarden voor CC3-nieuwbouw voor het ontwerp van de vervangende fundering de bepaald, zie Tabel 3.2.

Tabel 3.1 CC3-verbouw  $T_{ref}=50$  jaar. Hoge en lage extreme stijghoogten in het Pleistocene zand.

Type waarde	$f_{Td}$ [-]	Herhaaltijd [jaar]	Type extreem	Stijghoogte [m NAP]
Karakteristieke waarde	-	50	Hoog	-0,75
			Laag	-1,86
Rekenwaarde combinatie belasting	6,94	347	Hoog	-0,67
			Laag	-2,02
Rekenwaarde overheersende belasting	256	12800	Hoog	-0,53
			Laag	-2,32

Tabel 3.2 CC3-nieuwbouw  $T_{ref}=50$  jaar. Hoge extreme stijghoogten in het Pleistocene zand.

Type waarde	$f_{Td}$ [-]	Herhaaltijd [jaar]	Stijghoogte [m NAP]
Karakteristieke waarde	-	50	-0,75
Rekenwaarde combinatie belasting	11,2	560	-0,65
Rekenwaarde overheersende belasting	2564	128200	-0,44
ROK-0635 (2) CC3 waarde	7090	384500	-0,39

### 3.4.3 Methode B

De uitwerking voor methode B is ter illustratie uitgewerkt. Deltares adviseert methode A toe te passen. Op basis van dezelfde uitgangspunten gebruikt voor methode A zijn met NEN-EN 1990 formule NB.2 de rekenwaarden van de stijghoogte in het Pleistocene zand bepaald volgens methode B:

- Extreme hoge waarde = NAP -0,27 m.
- Extreme lage waarde = NAP -2,48 m.

De karakteristieke waarden zijn methode onafhankelijk:

- Extreme hoge waarde = NAP -0,75 m.
- Extreme lage waarde = NAP -1,86 m.

<sup>2</sup> Dit betreft schatting van de kwadratische gesommeerde modelonzekerheid uit paragraaf 2.3, de onzekerheid over het verschil tussen het jaarlijkse gemiddelde en de extreme stijghoogte met herhaaltijd van 1 jaar en de verandering ervan komende 50 jaar.

### 3.5 Grondwaterstanden

Door de sterk inhomogene grondaanvullingen van de bouwputten met de uitkomende grond en de aanwezigheid van een zandlaag onder de toeritten heeft de stijghoogte in Pleistoceen grote invloed op het grondwater. Deze situatie is afwijkend van de omgeving. Ter plaatse van de Prinses Margrietunnel zijn geen langjarige ondiepe peilbuismetingen beschikbaar. De waarden voor de hoge en lage extreme grondwaterstanden in dit advies zijn gebaseerd op een inschatting hoe deze zich verhouden tot de stijghoogte in het Pleistocene zand:

- De extreme hoge grondwaterstanden zijn gelijk aan de waarden voor de hoge extreme stijghoogten in Tabel 3.1 en Tabel 3.2.
- De lage extreme grondwaterstanden voor de beoordeling van bestaande constructie liggen 0,2 m lager dan de stijghoogten Tabel 3.1.

## 4 Advies stijghoogten en grondwaterstanden

Geadviseerd wordt om voor het beoordelen van de bestaande constructie op CC3-verbouw met een restlevensduur van 50 jaar de stijghoogten en grondwaterstanden in Tabel 3.1 te hanteren.

Tabel 4.1 CC3-verbouw hoge en lage extreme grondwaterstand en stijghoogte Pleistocene zand.

Type waarde	Type extreem	Grondwaterstand [m NAP]	Stijghoogte [m NAP]
<b>Karakteristieke waarde</b>	Hoog	-0,75	-0,75
	Laag	-2,06	-1,86
<b>Rekenwaarde combinatie belasting</b>	Hoog	-0,67	-0,67
	Laag	-2,22	-2,02
<b>Rekenwaarde overheersende belasting</b>	Hoog	-0,53	-0,53
	Laag	-2,52	-2,32

Geadviseerd wordt om voor het ontwerp van de vervangende fundering op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0 met een restlevensduur van 50 jaar de stijghoogten en grondwaterstanden in Tabel 4.2 te hanteren voor de bepaling van de waterdruk onder de toeritten.

Tabel 4.2 CC3-nieuwbouw hoge extreme grondwaterstand en stijghoogten Pleistocene zand.

Type waarde	Stijghoogte en grondwaterstand [m NAP]
<b>Karakteristieke waarde</b>	-0,75
<b>Rekenwaarde combinatie belasting</b>	-0,65
<b>Rekenwaarde overheersende belasting</b>	-0,44
<b>ROK-0635 (2) CC3 waarde</b>	-0,39

Verder wordt geadviseerd om zorg te dragen dat het ontwerp van de vervangende fundering ook wordt beoordeeld volgens:

- NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB:2019 artikel A1.3.1 (2) bepaling d).

In Bijlage F zijn ter illustratie twee uitgewerkte rekenvoorbeelden opgenomen voor de bepaling van de rekenwaarde van de trekbelasting op de vervangende paalfundering op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0 met een restlevensduur van 50 jaar.

Wij vertrouwen erop u hiermee voldoende te hebben geïnformeerd. Mocht u nog vragen hebben dan vernemen wij die graag.

Hoogachtend,



5.1.2.e

**Paraaf**

de heer

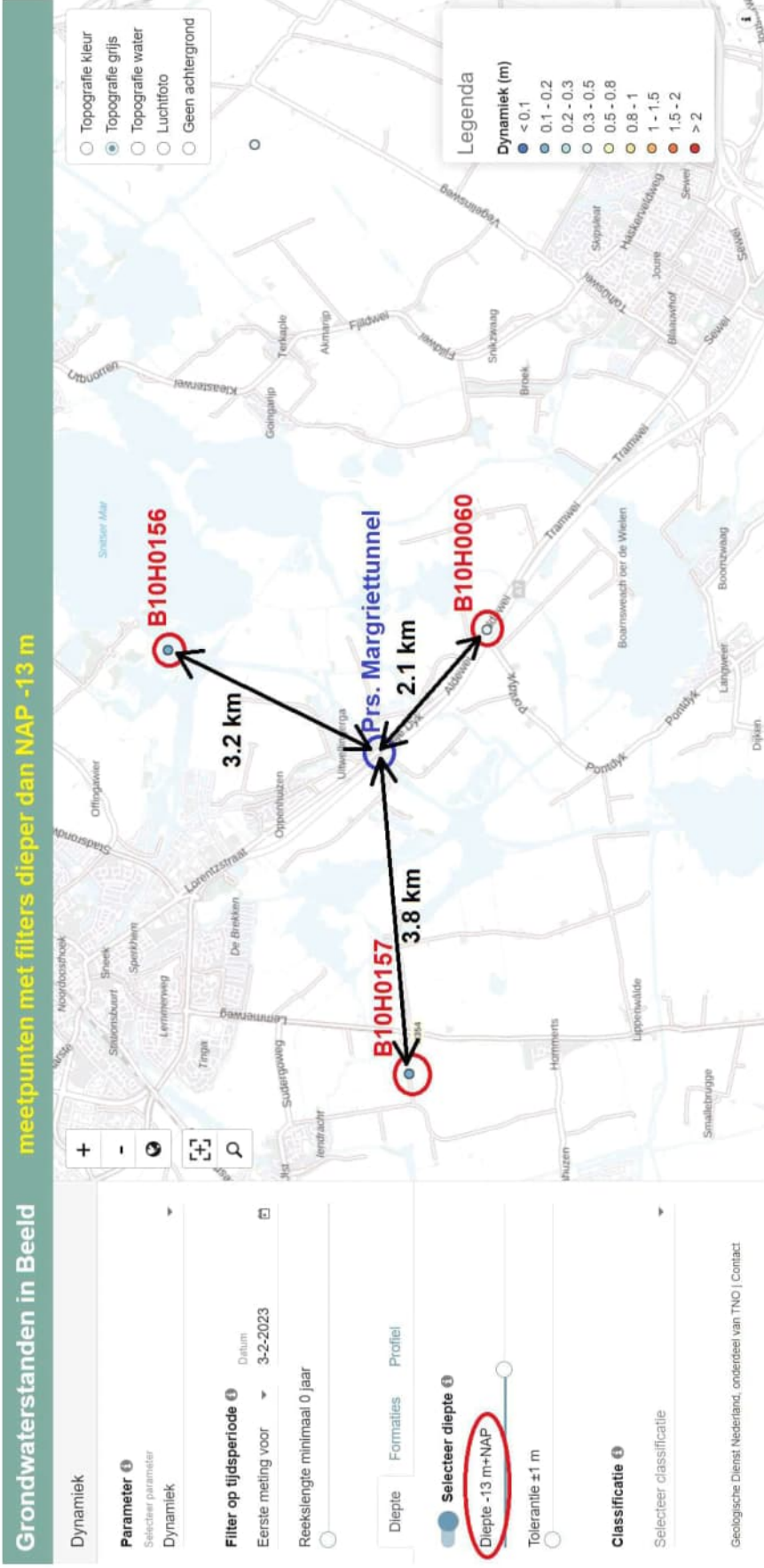
de heer



**Bijlage(n)**

- A Situatie peilbuizen
- B Maand gemiddelde en maxima grafieken alle peilbuizen tezamen
- C Maand gemiddelde en maxima grafieken per peilbuis
- D Maandgemiddelde en minima grafieken alle peilbuizen tezamen
- E Maand gemiddelde en minima grafieken per peilbuis
- F Rekenvoorbeelden rekenwaarde belasting paalfundering

# A Situatie peilbuizen



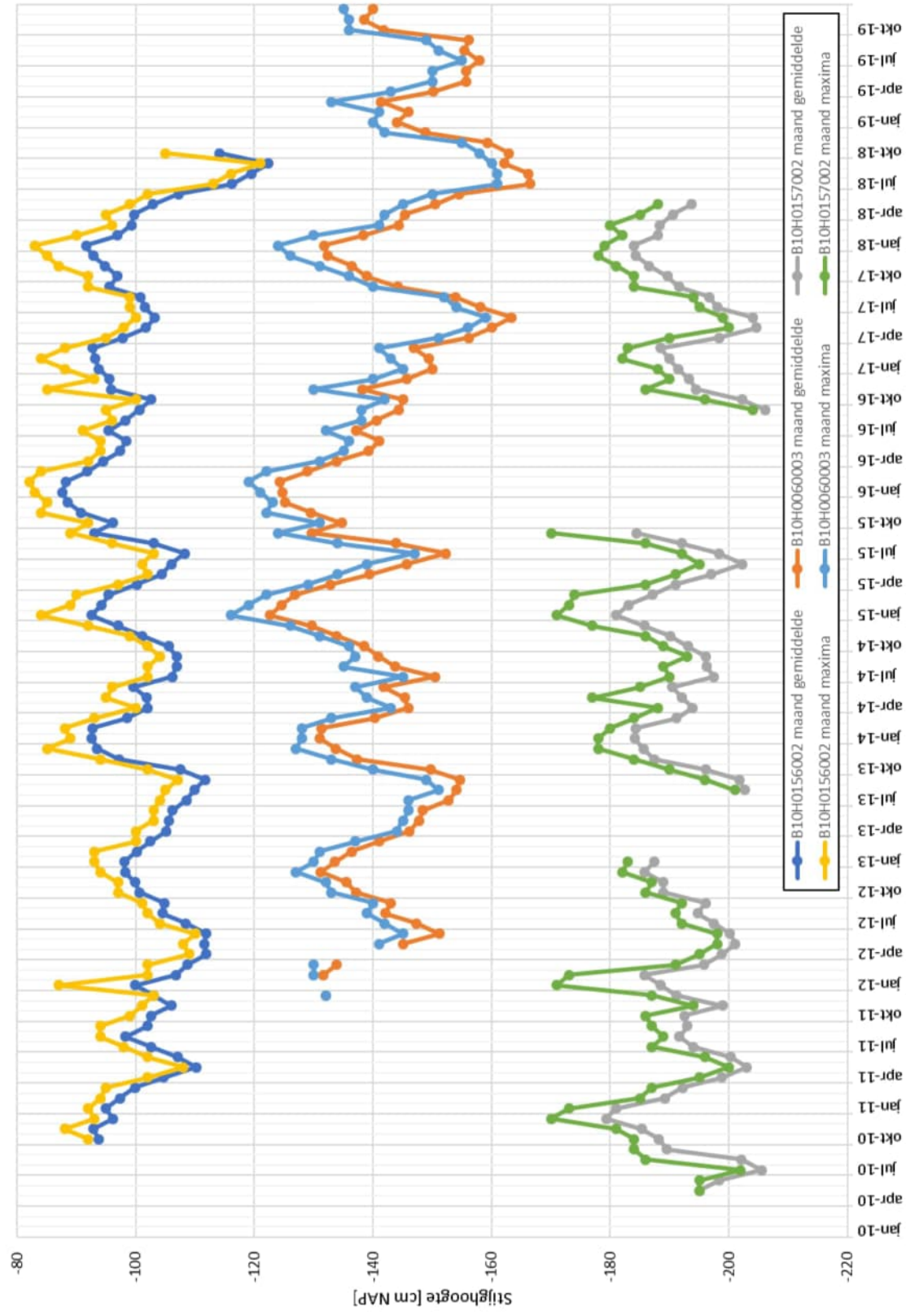
**Datum**  
16 februari 2023

**Ons kenmerk**  
11209150-006-GEO-0001

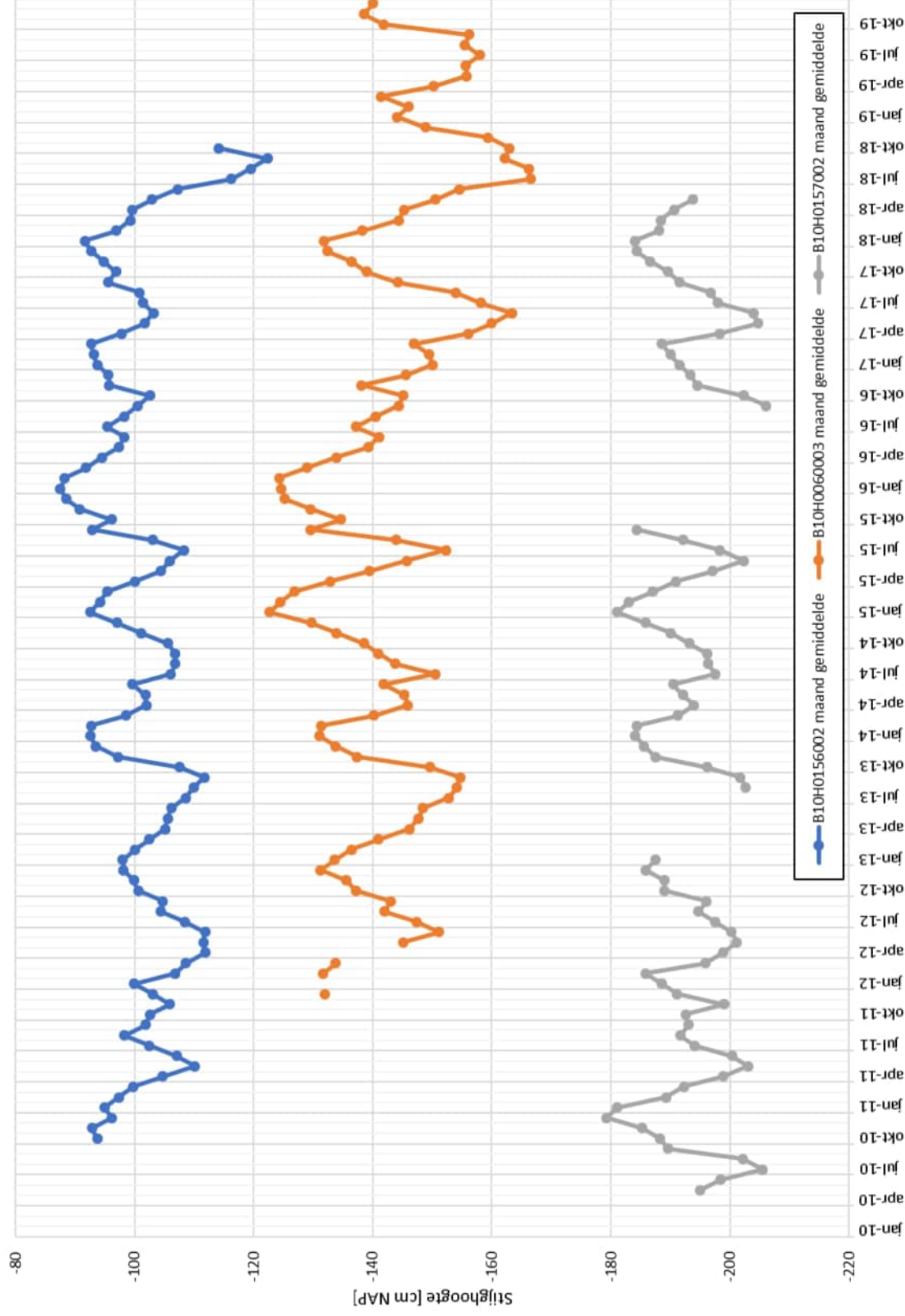
**Pagina**  
13 van 47

## B Maand gemiddelde en maxima grafieken alle peilbuizen tezamen

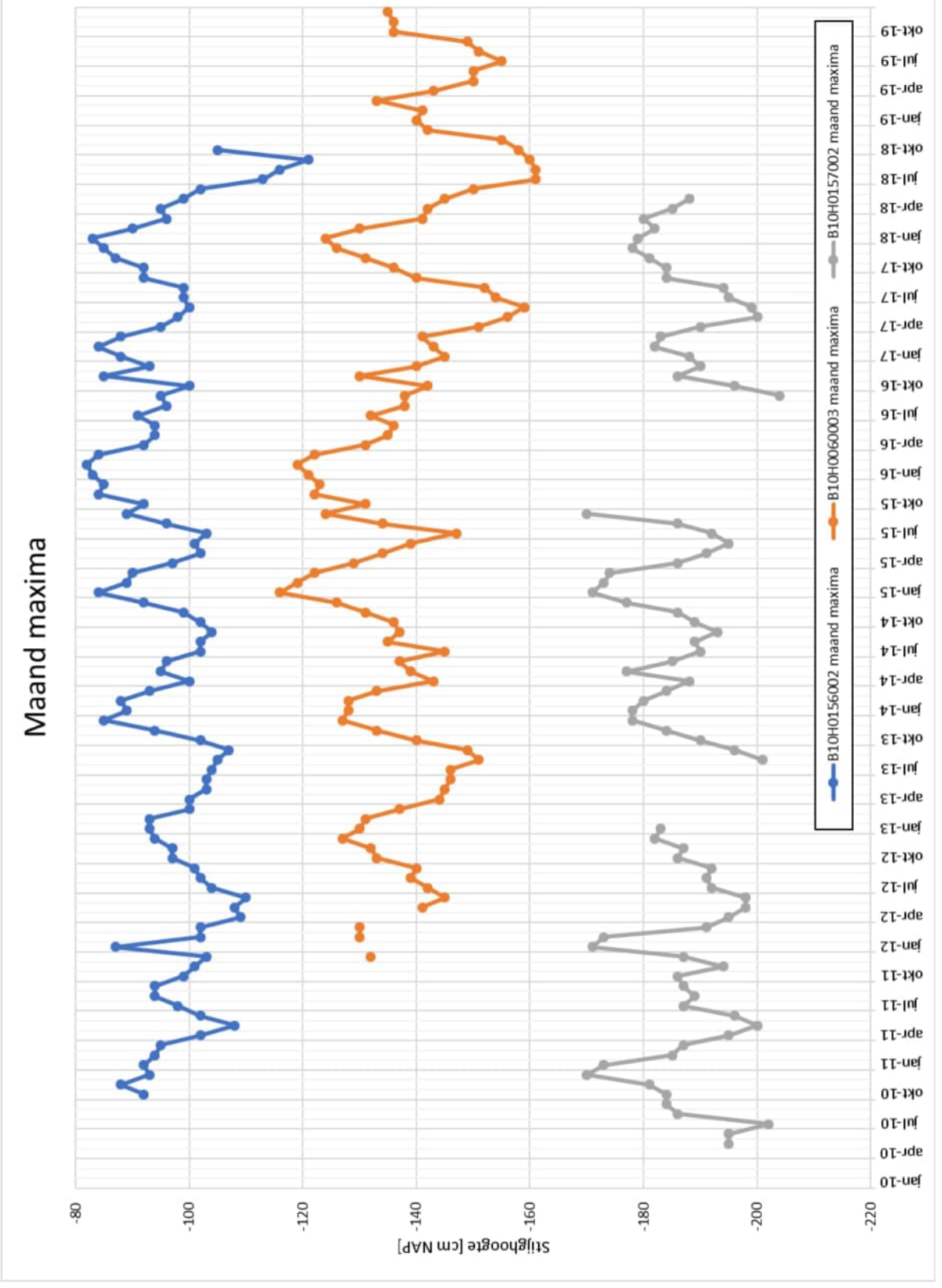
### Maand gemiddelden en maxima



# Maand gemiddelden







**Datum**

16 februari 2023

**Ons kenmerk**

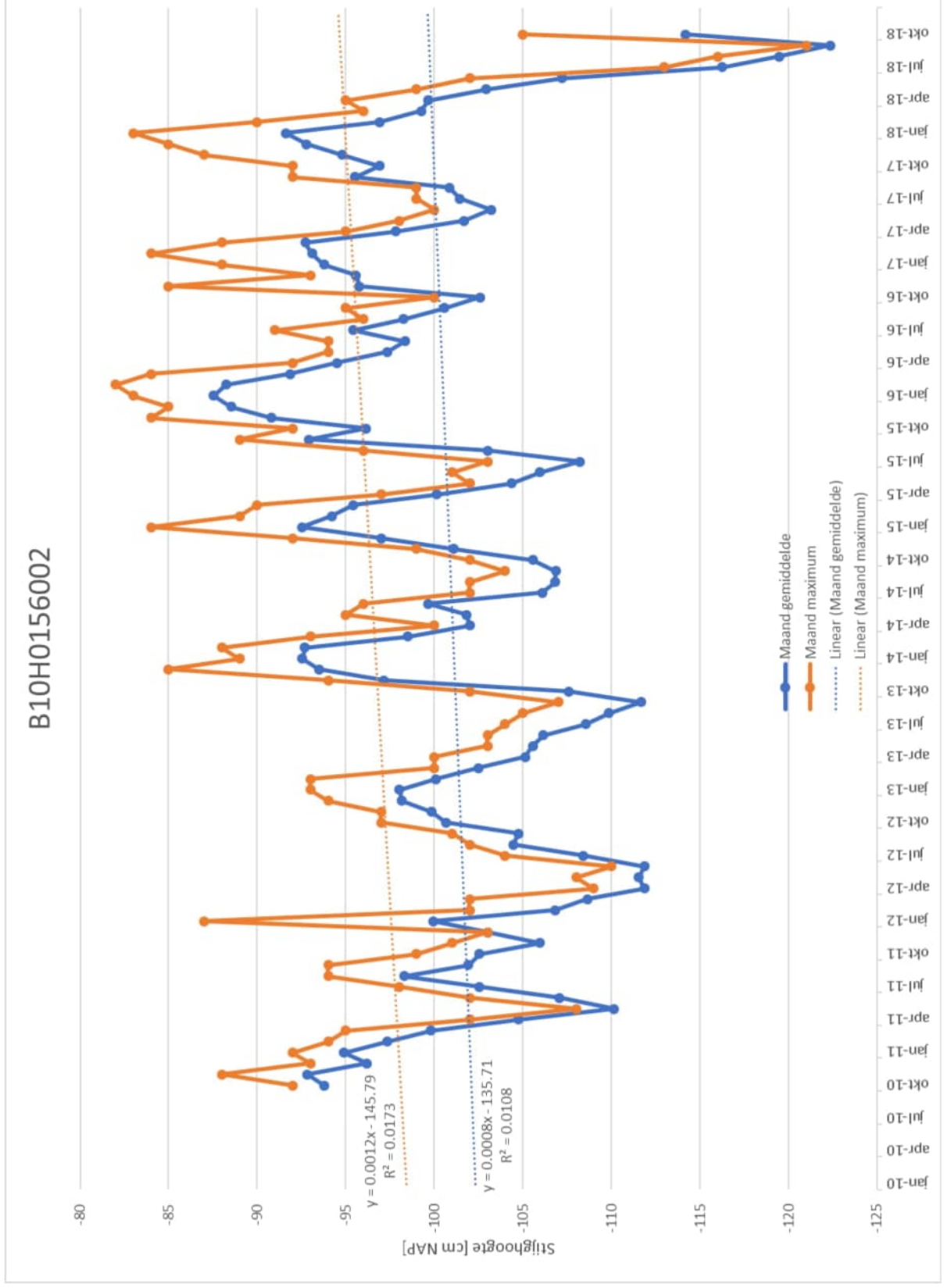
11209150-006-GEO-0001

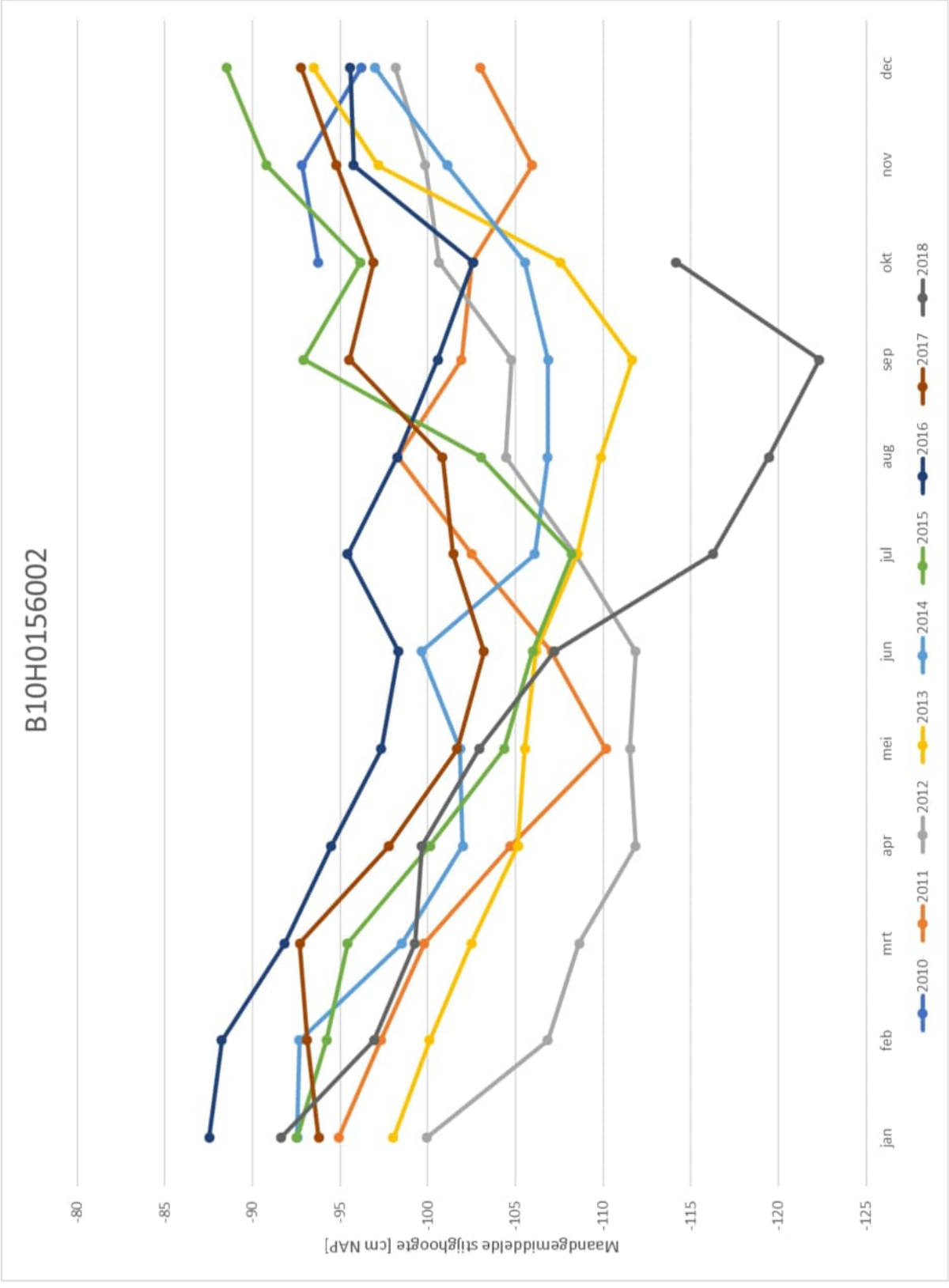
**Pagina**

17 van 47

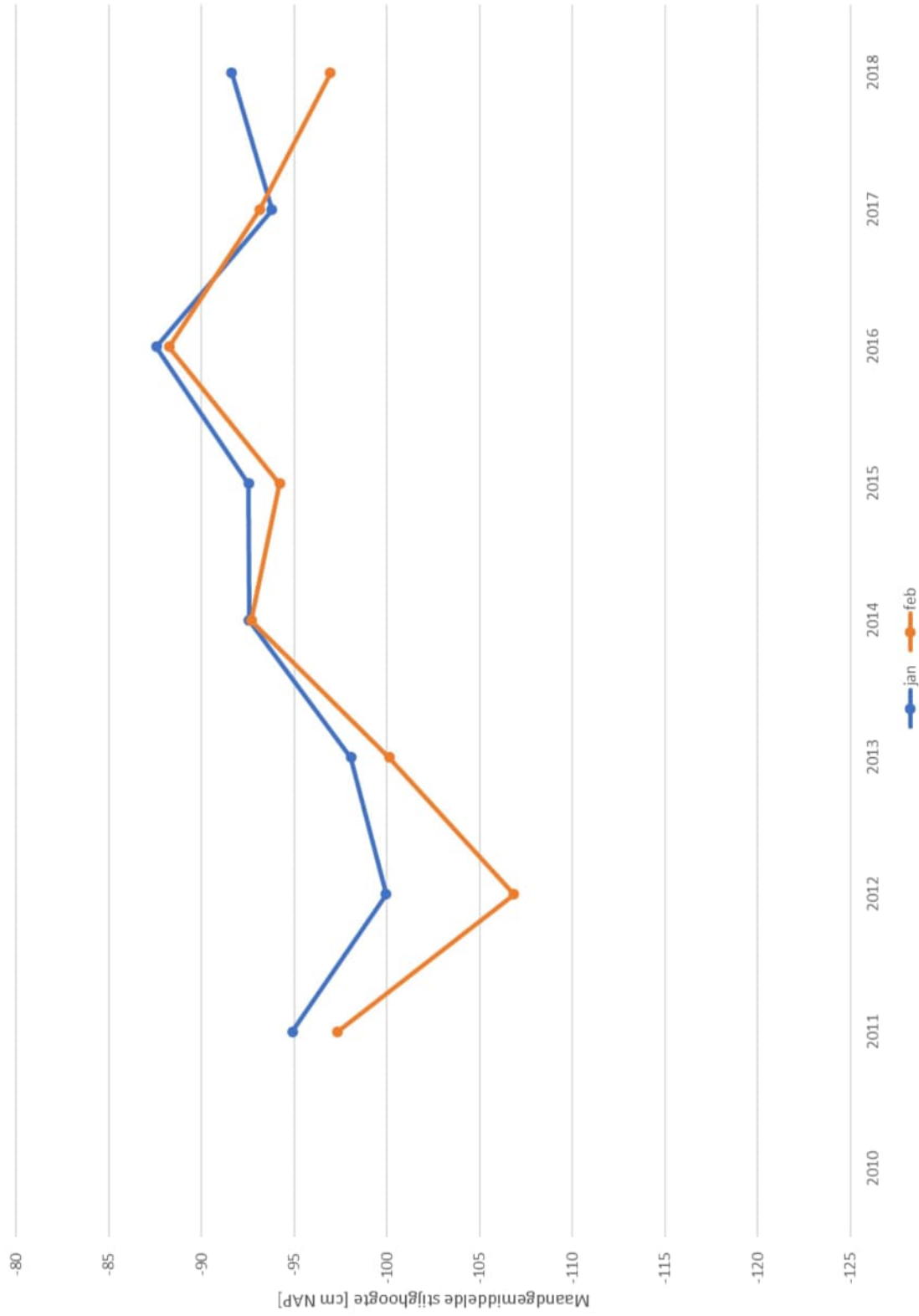
## C Maand gemiddelde en maxima grafieken per peilbuis

C.1 Peilbuis B10H015002





# B10H0156002



**Datum**

16 februari 2023

**Ons kenmerk**

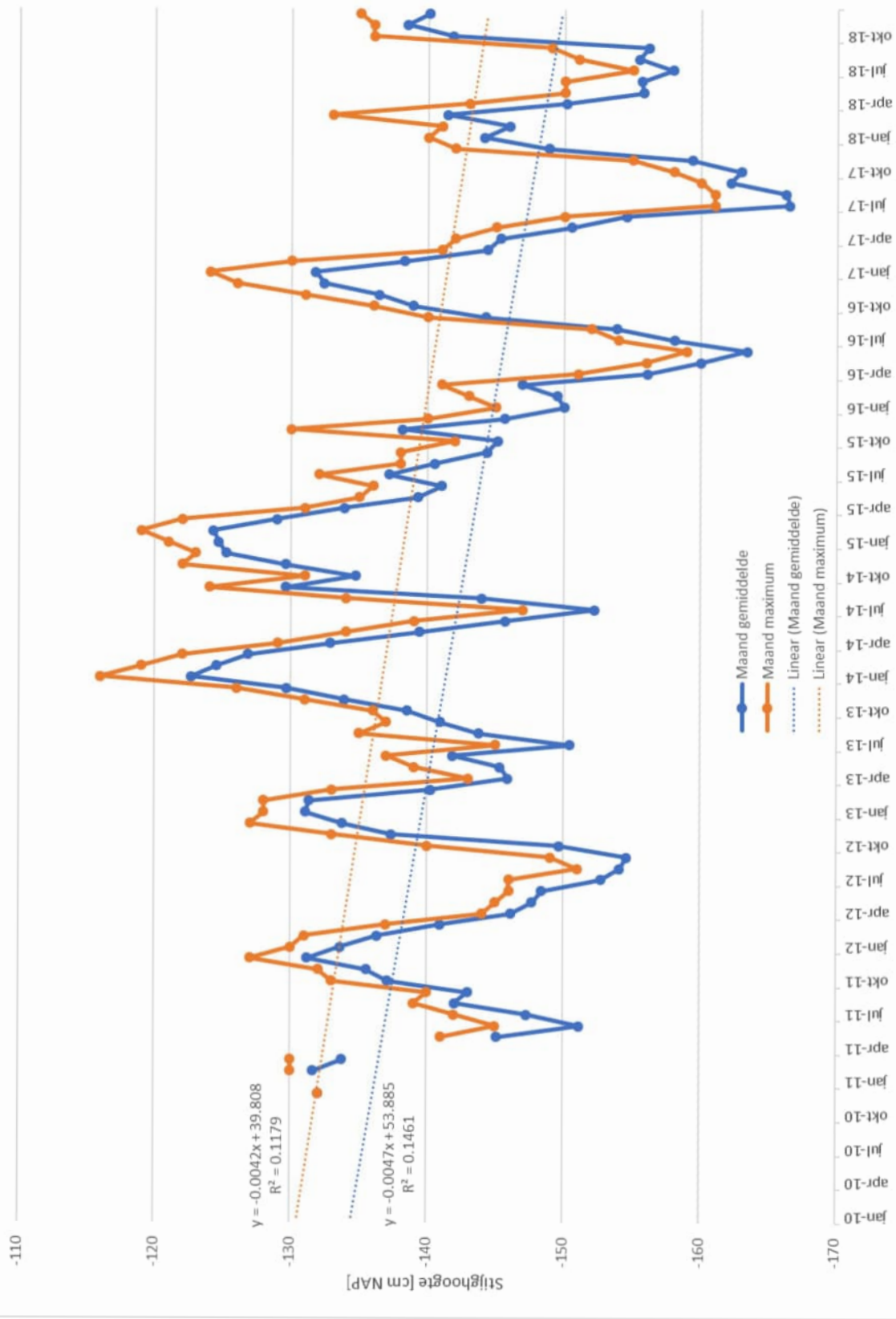
11209150-006-GEO-0001

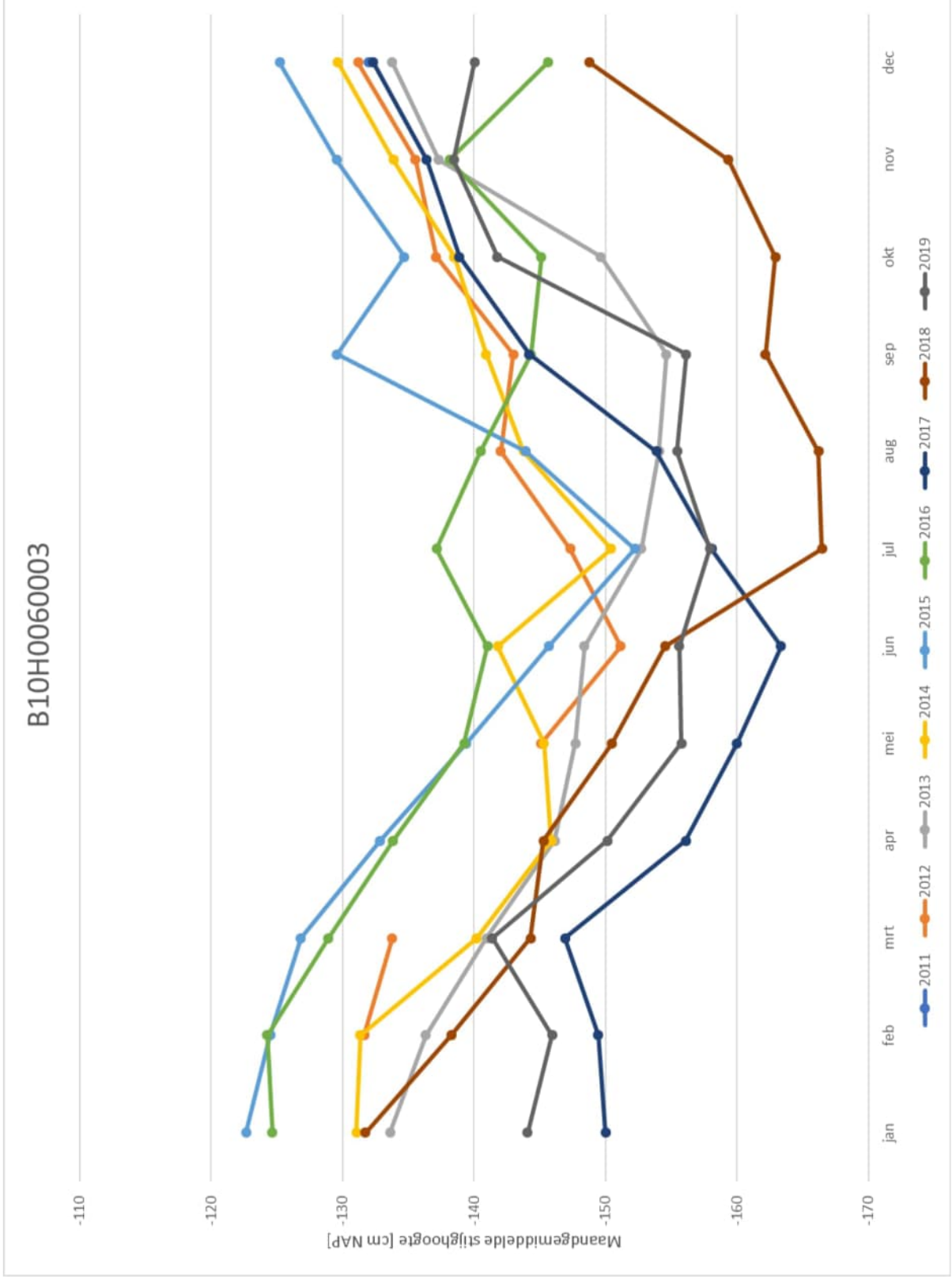
**Pagina**

21 van 47

## C.2 Peilbuis B10H0060003

B10H0060003









**Datum**

16 februari 2023

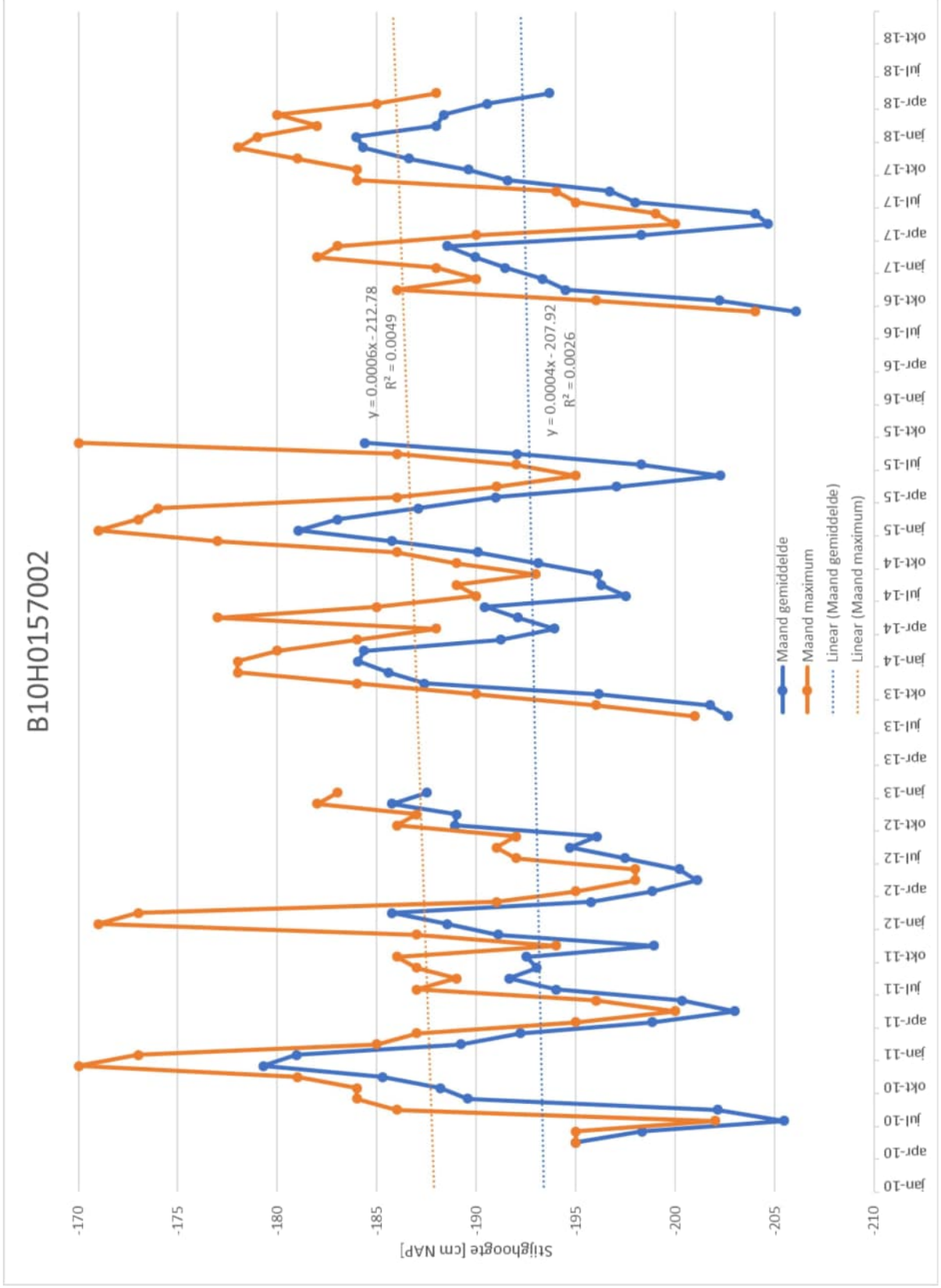
**Ons kenmerk**

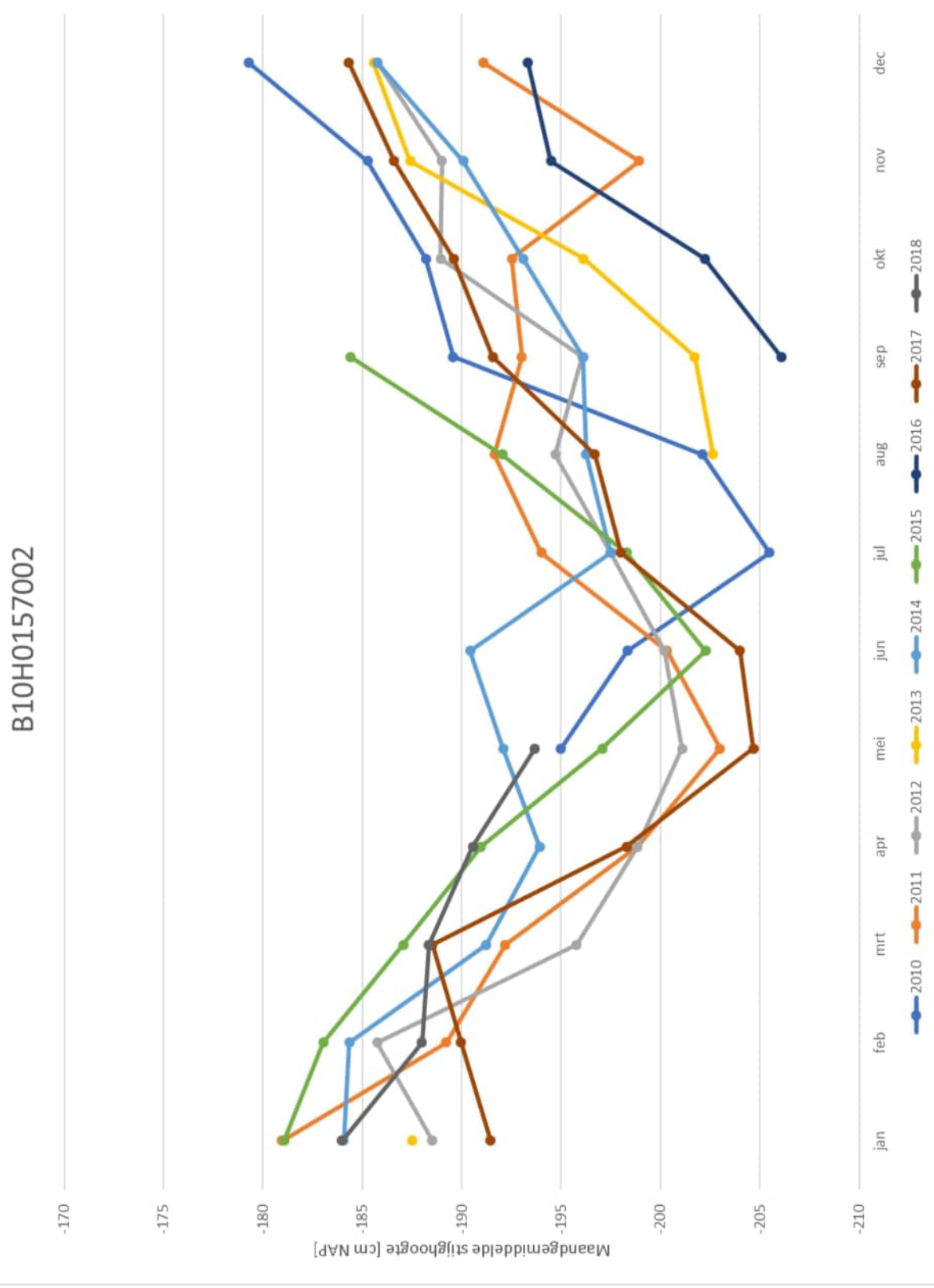
11209150-006-GEO-0001

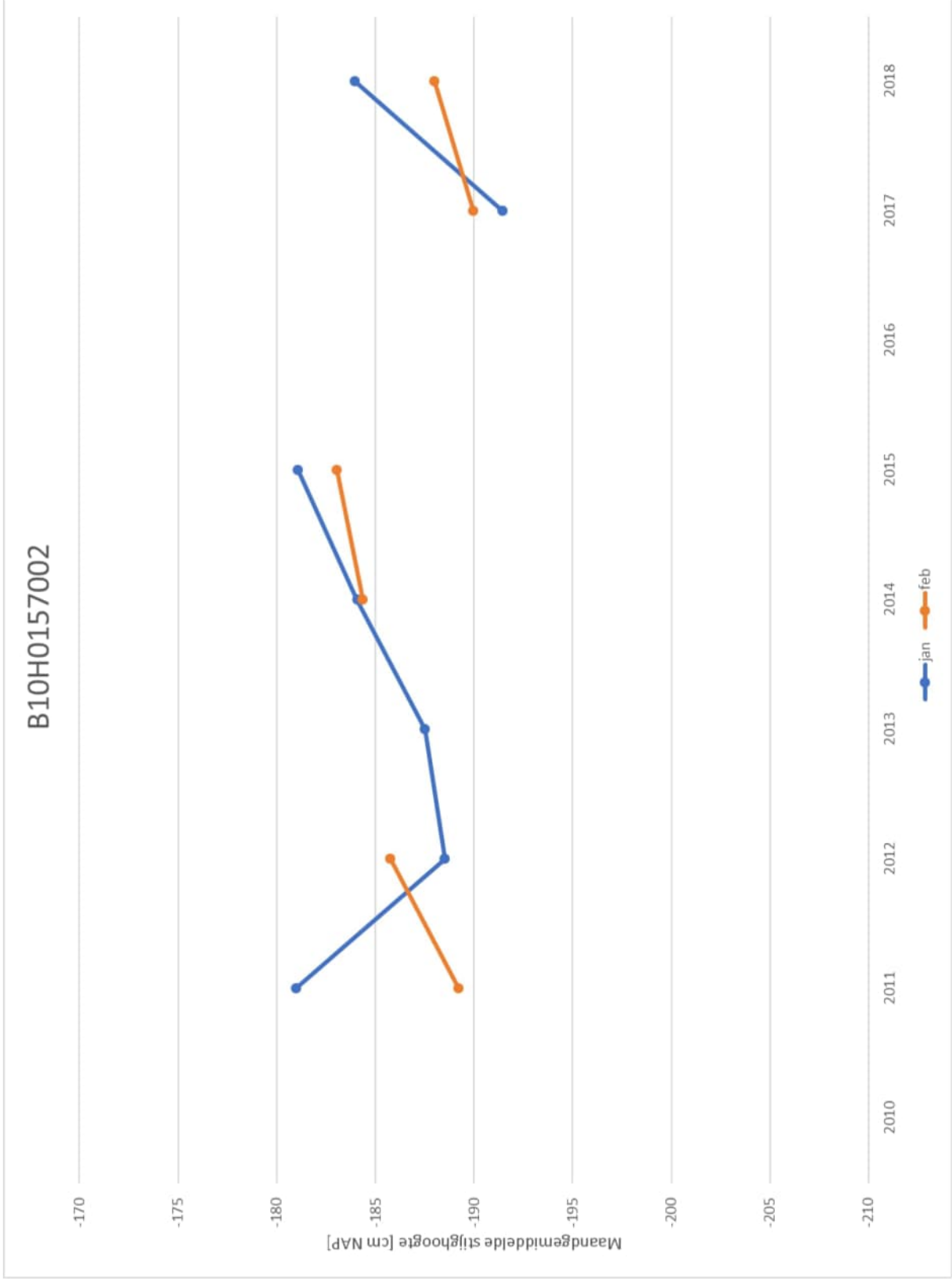
**Pagina**

25 van 47

## C.3 Peilbuis B10H0157002







**Datum**

16 februari 2023

**Ons kenmerk**

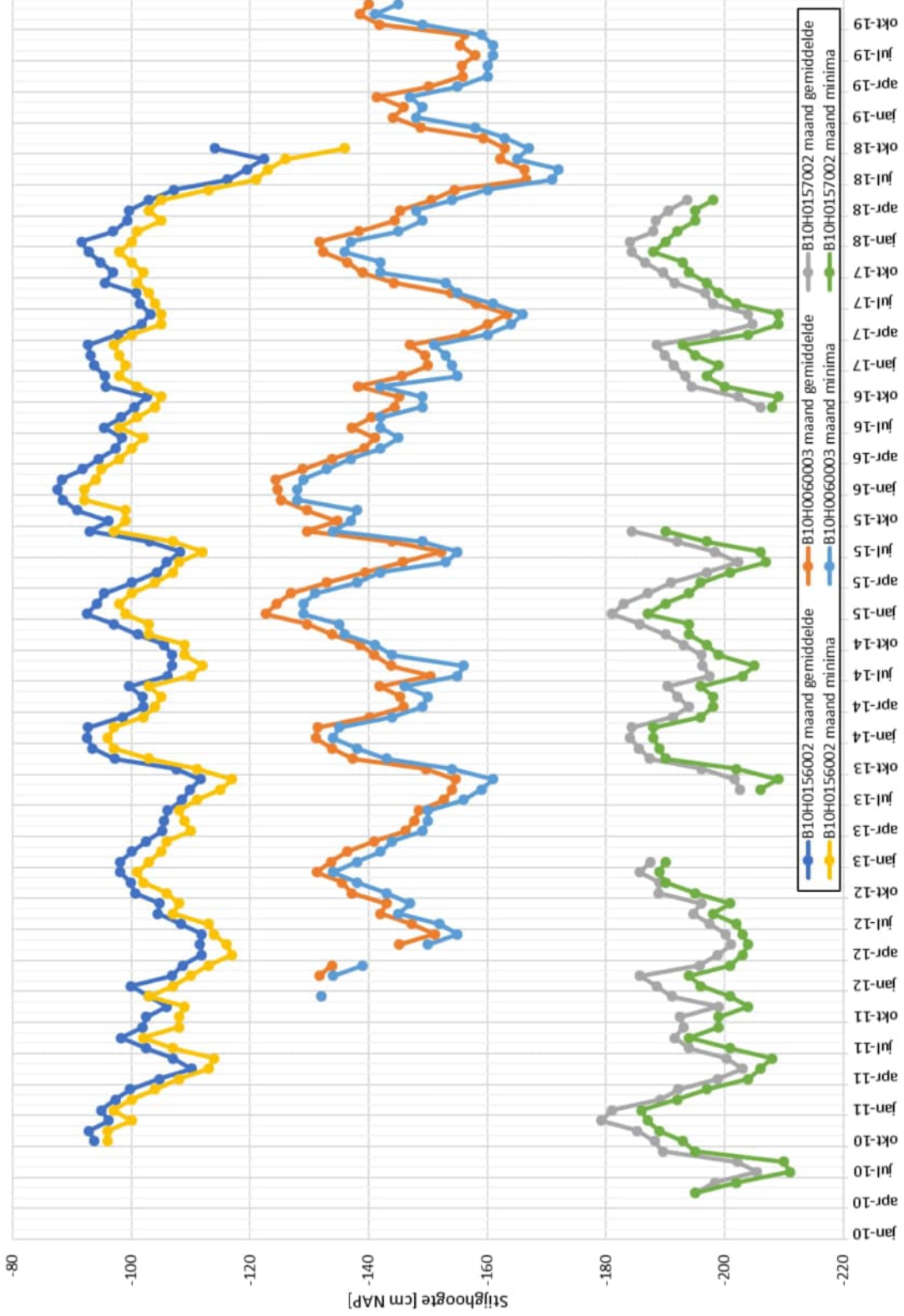
11209150-006-GEO-0001

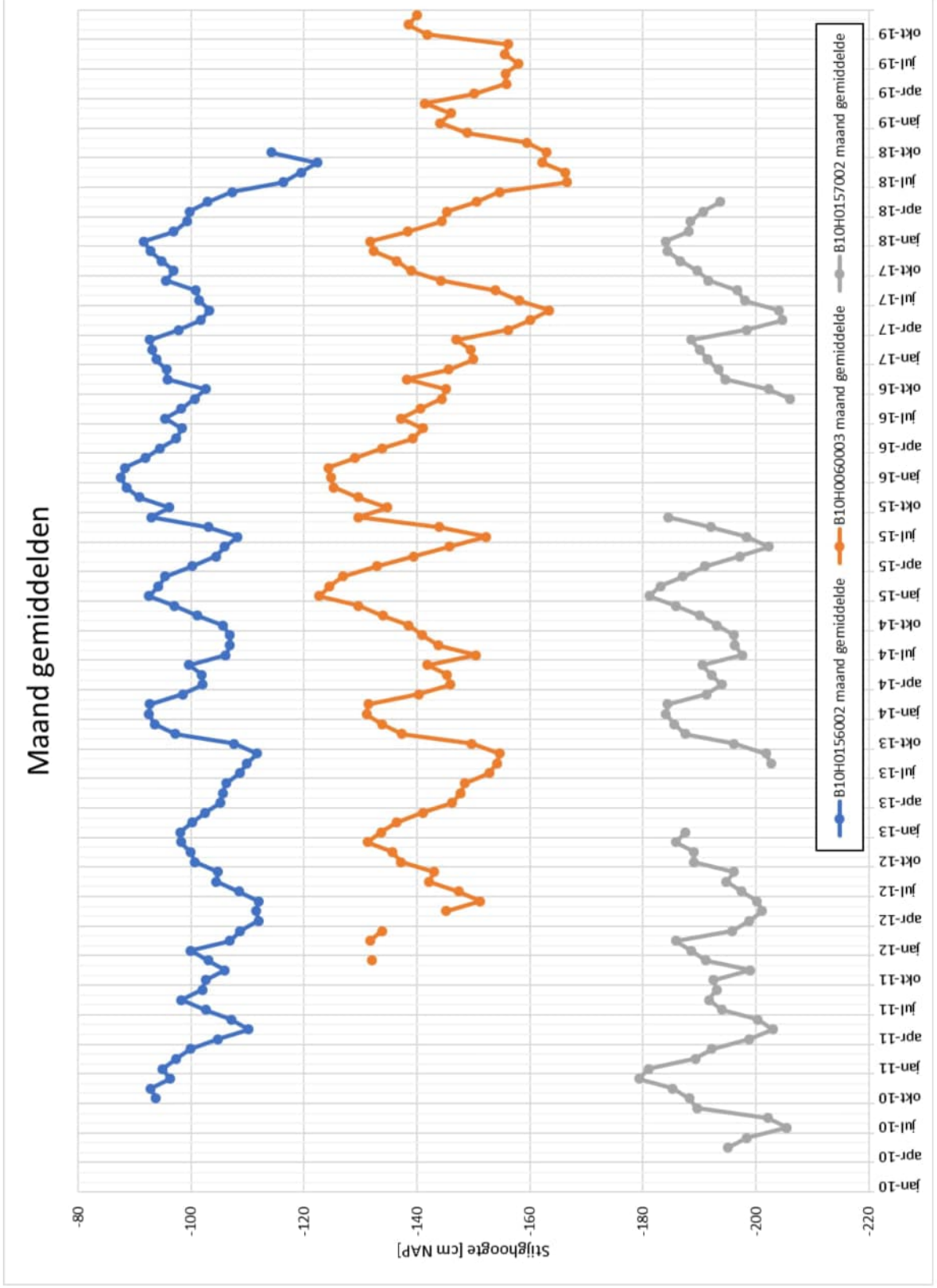
**Pagina**

29 van 47

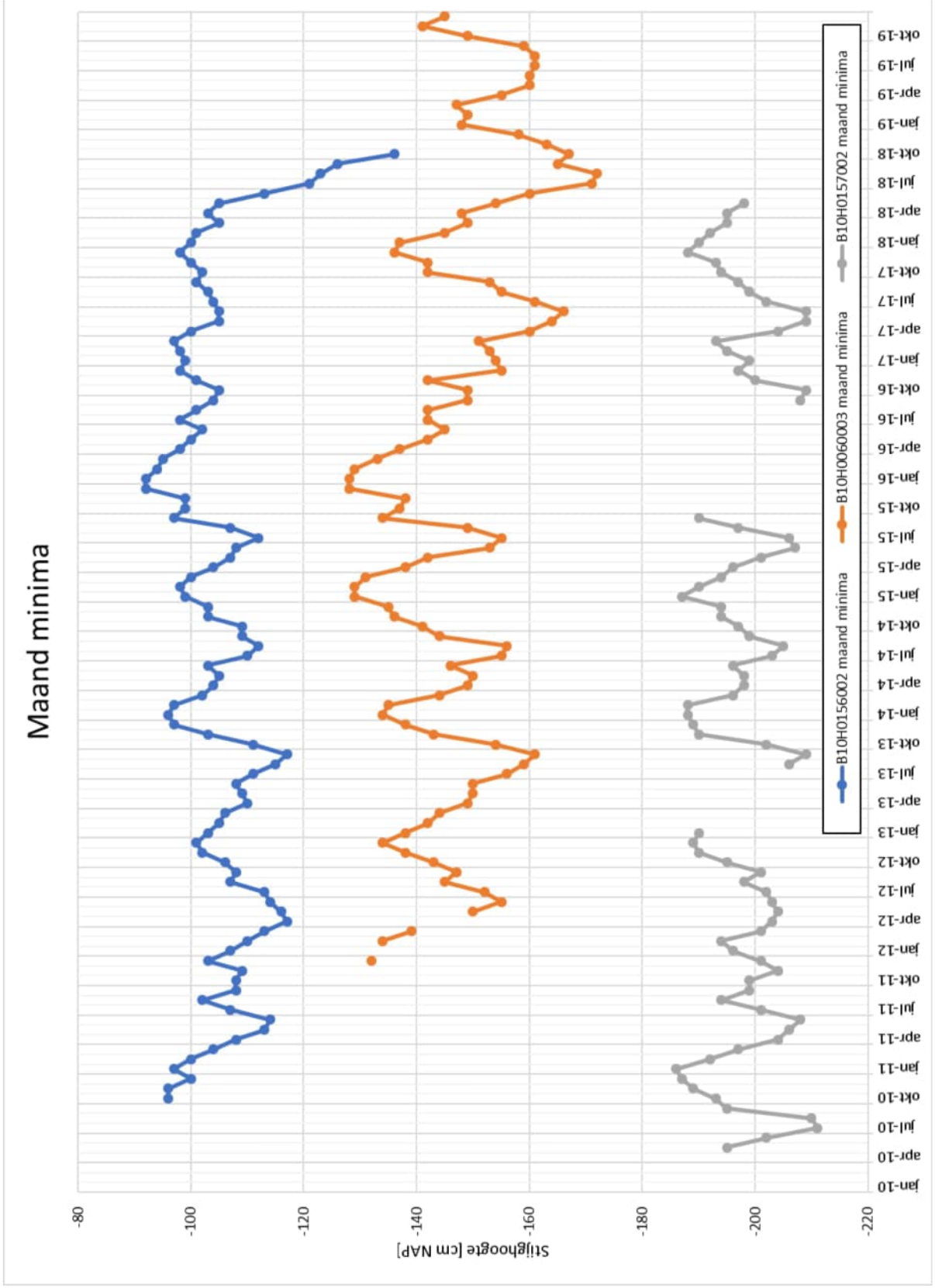
## D Maand gemiddelde en minima grafieken alle peilbuizen tezamen

### Maand gemiddelden en minima









**Datum**

16 februari 2023

**Ons kenmerk**

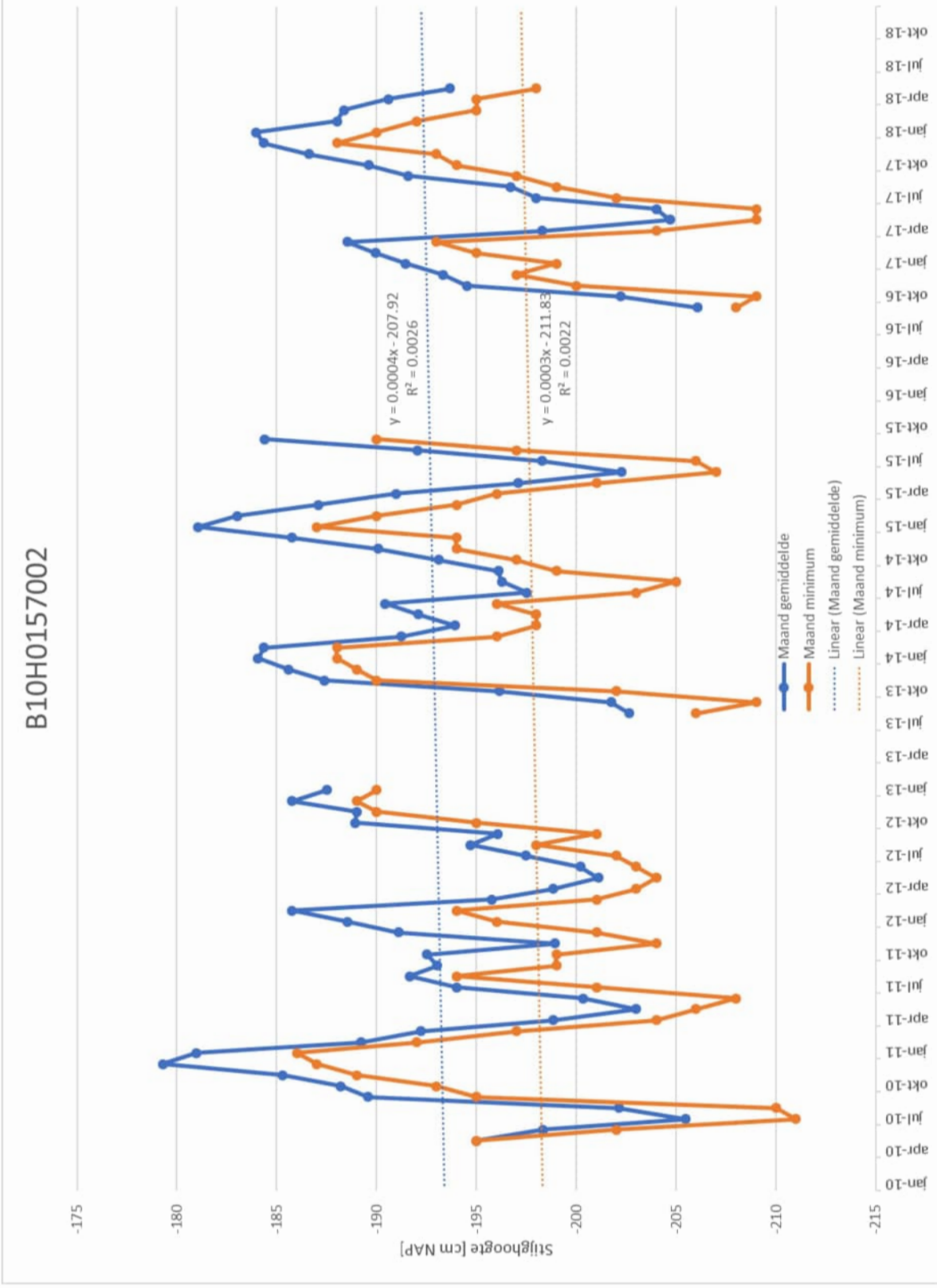
11209150-006-GEO-0001

**Pagina**

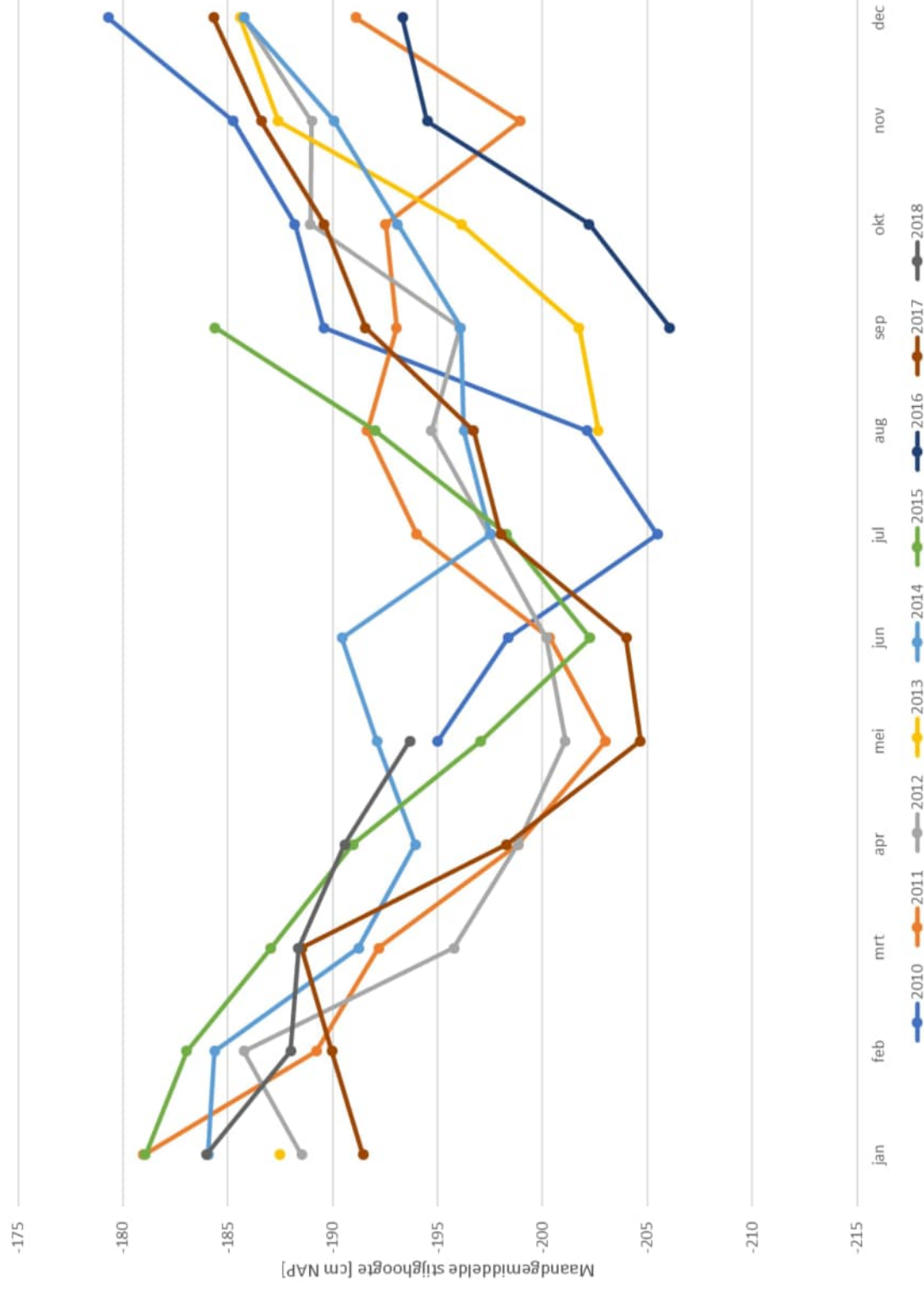
33 van 47

## E Maand gemiddelde en minima grafieken per peilbuis

E.1 Peilbuis B10H015002



# B10H0157002





**Datum**

16 februari 2023

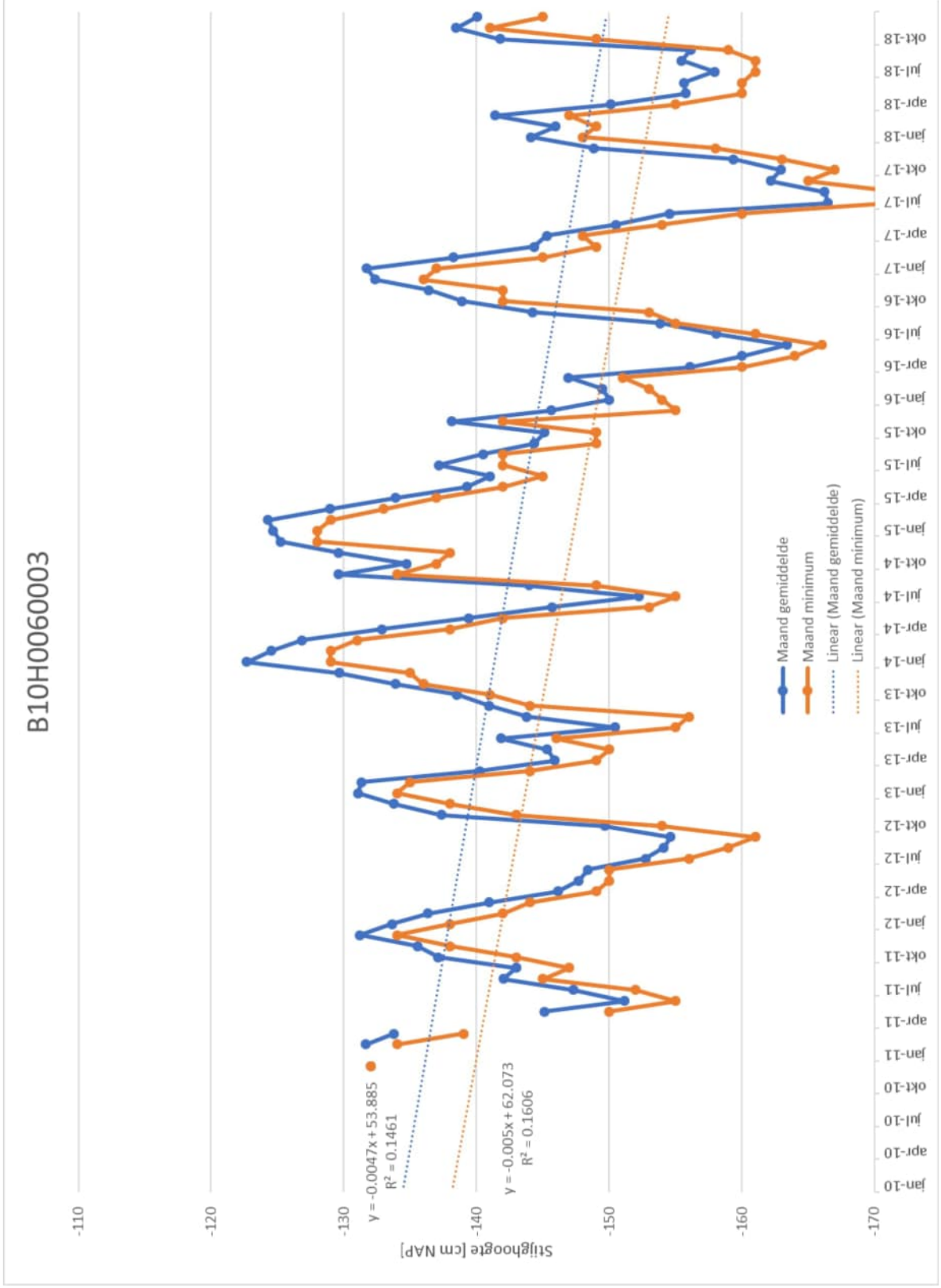
**Ons kenmerk**

11209150-006-GEO-0001

**Pagina**

37 van 47

**E.2 Peilbuis B10H0060003**







**Datum**

16 februari 2023

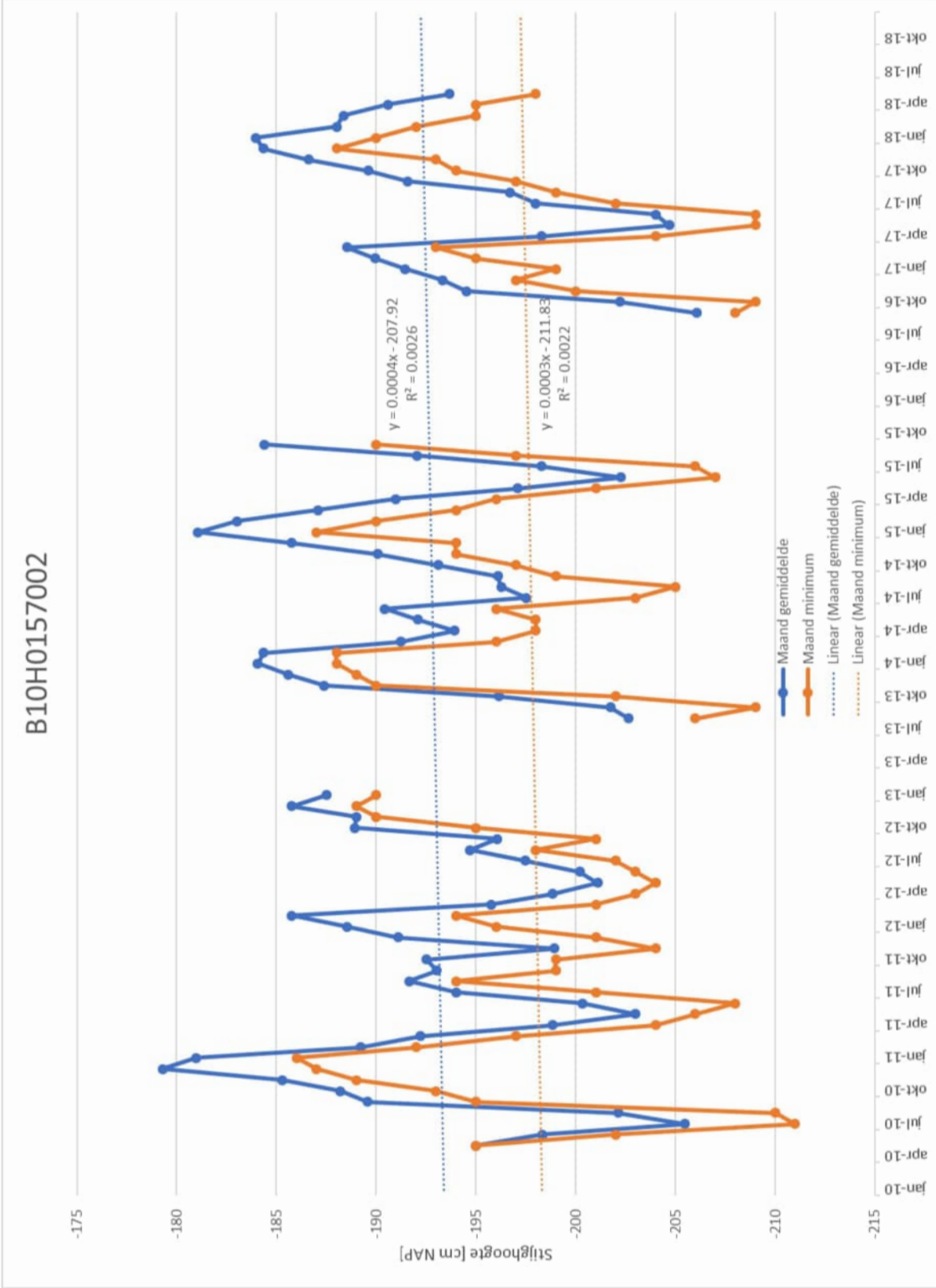
**Ons kenmerk**

11209150-006-GEO-0001

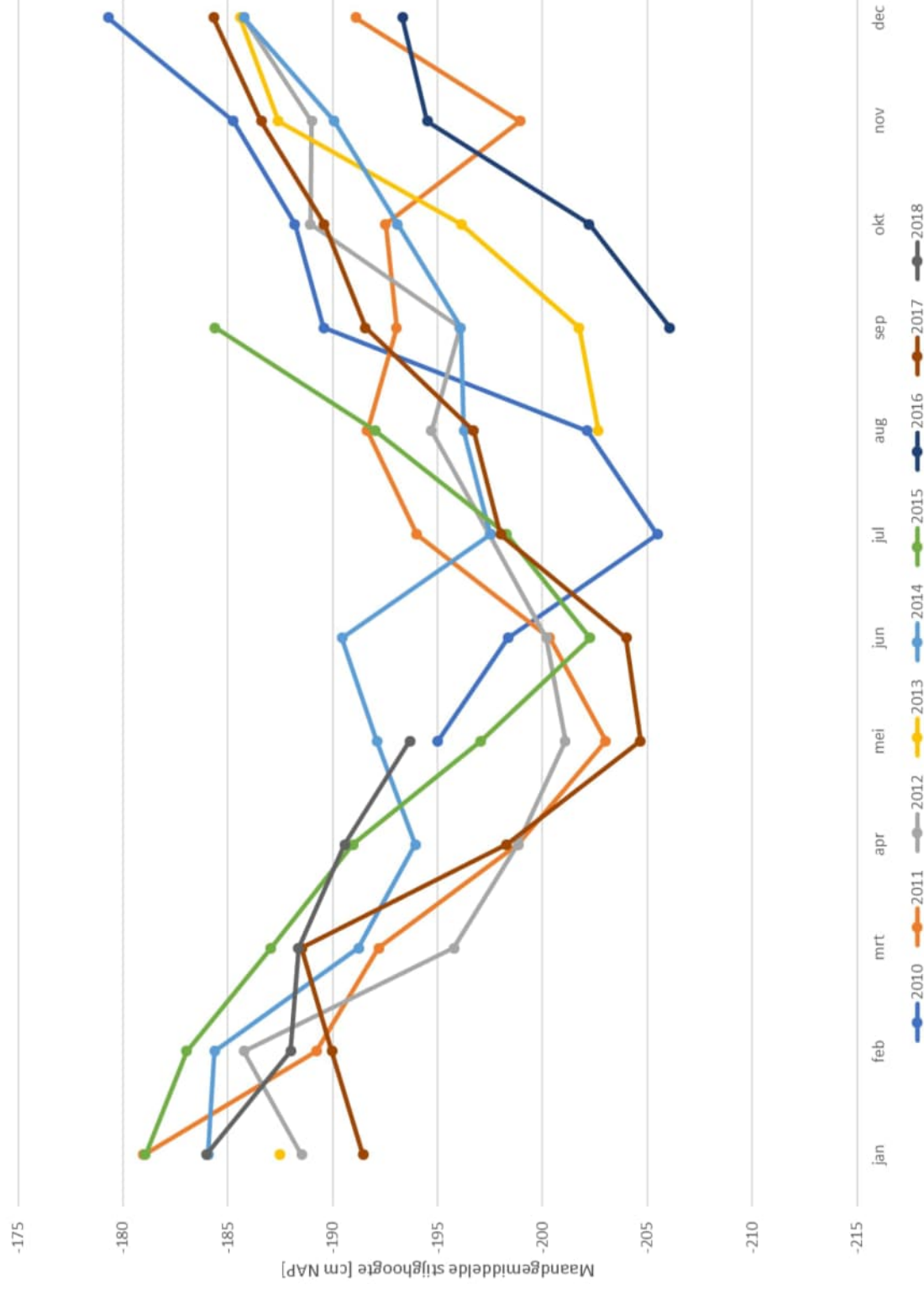
**Pagina**

40 van 47

**E.3 Peilbuis B10H0157002**



# B10H0157002





**Datum**

16 februari 2023

**Ons kenmerk**

11209150-006-GEO-0001

**Pagina**

44 van 47

## F Rekenvoorbeelden rekenwaarde belasting paalfundering

### F.1 Inleiding

Ter illustratie is de rekenwaarde van de belasting op de paalfundering voor 2 doorsneden bepaald uitgaande van het geval met 2 belastingen:

- Het eigengewicht van de toerit constructie.
- De waterdruk tegen de onderzijde van de toerit.

Zoals in het advies beschreven wordt de vervangende paalfundering ontworpen voor CC3 nieuwbouw met een restlevensduur van 50 jaar en is de ROK2.0 van toepassing. Als eerste zijn de rekenwaarden van belasting op de paalfundering berekend volgens de NEN-EN 1990 en daarna volgens de ROK2.0. De rekenwaarde van de belasting voor de paalfundering bij toepassing van de ROK 2.0 is de maatgevende van beide methoden.

De rekenwaarde volgens de NEN-EN 1990 is de maatgevende van de op 3 wijzen berekende rekenwaarden met: vergelijking 6.10a en b en artikel A1.3.1 (2) bepaling d).

Voor de 2 belastingen reduceert NEN-EN 1990 vergelijking 6.10a tot:

$$V_{d;NEN1990\ 6.10a} = 0,9 \cdot G_{kj,inf} + Q_{water, gelijkzijdig} \quad (D.1)$$

Voor de 2 belastingen reduceert NEN-EN 1990 vergelijking 6.10b tot:

$$V_{d;NEN1990\ 6.10b} = 0,9 \cdot G_{kj,inf} + Q_{water, overheersend} \quad (D.2)$$

Voor de 2 belastingen resulteert NEN-EN 1990 A1.3.1 (2) bepaling d) voor CC3 in:

$$V_{d;NEN1990.A1.3.1(2)} = 1,35 \cdot (G_{kj,inf} + Q_{water,k}) \quad (D.3)$$

De rekenwaarde volgens de ROK2.0 is de maatgevende van de op 5 wijzen berekende rekenwaarden volgens: vergelijkingen D.1 t/m 3 + ROK-0633 vergelijking 6.10a en b.

Voor de 2 belastingen reduceert ROK2.0 T0332-2 vergelijking 6.10a tot:

$$V_{d;ROK-6.10a} = 1,3 \cdot Q_{water,ROK0635} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} \quad (D.4)$$

Voor de 2 belastingen reduceert ROK2.0 T0332-2 vergelijking 6.10b tot:

$$V_{d;ROK-6.10b} = 1,15 \cdot Q_{water,ROK0635} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} \quad (D.5)$$

De in hoofdstuk 4 geadviseerde hoge extreme waarden van de stijghoogte die bij de rekenvoorbeelden worden gebruikt staan in Tabel D.1.

Tabel D.1 Stijghoogten voor het ontwerp van de vervangende paalfundering CC3-Nieuwbouw+ROK2.0.

Type waarde	Stijghoogte [m NAP]
Karakteristieke waarde	-0,75
NEN-EN 1990 Rekenwaarde combinatie belasting	-0,65
NEN-EN 1990 Rekenwaarde overheersende belasting	-0,44
ROK-0635 (2) belasting	-0,39

## F.2 Diepste doorsnede moot 26

### F.2.1 Uitgangspunten

Het karakteristieke lage gewicht betonconstructie<sup>3</sup> is 1578 kN/m en de constructiebreedte<sup>3</sup> is 33 m. Dus de karakteristieke waarde van de gemiddelde eigengewicht belasting is uitgedrukt in spanning  $1578/33 = 47,8$  kPa.

De onderzijde van de vloer<sup>3</sup> ligt op NAP -10,23 m op basis hiervan zijn de grondwaterdrukken onder de vloer voor de stijghoogten in Tabel D.1 bepaald, zie Tabel D.2.

Tabel D.2 Grondwaterdrukken t.p.v. diepste doorsnede moot 26 voor het ontwerp van de vervangende paalfundering CC3-Nieuwbouw+ROK2.0.

Type waarde	Grondwaterdruk [kPa]
Karakteristieke waarde	94,8
NEN-EN 1990 Rekenwaarde combinatie belasting	95,8
NEN-EN 1990 Rekenwaarde overheersende belasting	97,9
ROK-0635 (2) belasting	98,4

### F.2.2 NEN-EN 1990

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de NEN-EN 1990 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.1 t/m 3 ingevuld.

$$V_{d:NEN1990\ 6.10a} = 0,9 \cdot -47,8 + 95,8 = 52,8 \text{ kPa} \quad (\text{D.1})$$

$$V_{d:NEN1990\ 6.10b} = 0,9 \cdot -47,8 + 97,9 = 54,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.2})$$

$$V_{d:NEN1990.41.3.1(2)} = 1,35 \cdot (-47,8 + 94,8) = 63,5 \text{ kPa} \quad (\text{D.3})$$

Voor de NEN-EN 1990 is de rekenwaarde de druk 63,5 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 3. De constructiebreedte is 33 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 2095,5 kN/m.

### F.2.3 ROK2.0

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de ROK2.0 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.4 t/m 5 ingevuld.

$$V_{d:ROK-6.10a} = 1,3 \cdot 98,4 + 0,9 \cdot -47,8 = 84,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.4})$$

$$V_{d:ROK-6.10b} = 1,15 \cdot 98,4 + 0,9 \cdot -47,8 = 70,1 \text{ kPa} \quad (\text{D.5})$$

Voor de ROK 2.0 is de rekenwaarde de druk 84,9 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 5. De constructiebreedte is 33 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 2801,7 kN/m.

<sup>3</sup> De illustratieve waarden van het gewicht van de constructie, constructie breedte en niveau onderzijde van de constructie zijn verstrekt door het projectteam. Voor deze voorbeeldberekening is ervan uitgegaan dat het nominale afmetingen en de lage waarde van het gewicht betreft.

## F.3 Hoogste doorsnede moot 8

### F.3.1 Uitgangspunten

Het karakteristieke lage gewicht betonconstructie<sup>3</sup> is 874 kN/m en de constructiebreedte<sup>3</sup> is 31,5 m. Dus de karakteristieke waarde van de gemiddelde eigengewicht belasting is uitgedrukt in spanning  $874/31,5 = 27,7$  kPa.

De onderzijde van de vloer<sup>3</sup> ligt op NAP -4,38 m op basis hiervan zijn de grondwaterdrukken onder de vloer voor de stijghoogten in Tabel D.1 bepaald, zie Tabel D.3.

Tabel D.3 Grondwaterdrukken t.p.v. de hoogste doorsnede moot 8 voor het ontwerp van de vervangende paalfundering CC3-Nieuwbouw+ROK2.0.

Type waarde	Grondwaterdruk [kPa]
Karakteristieke waarde	36,3
NEN-EN 1990 Rekenwaarde combinatie belasting	37,3
NEN-EN 1990 Rekenwaarde overheersende belasting	39,4
ROK-0635 (2) belasting	39,9

### F.3.2 NEN-EN 1990

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de NEN-EN 1990 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.1 t/m 3 ingevuld.

$$V_{d:NEN1990\ 6.10a} = 0,9 \cdot -27,7 + 37,3 = 12,4 \text{ kPa} \quad (\text{D.1})$$

$$V_{d:NEN1990\ 6.10b} = 0,9 \cdot -27,7 + 39,4 = 14,5 \text{ kPa} \quad (\text{D.2})$$

$$V_{d:NEN1990.A1.3.1(2)} = 1,35 \cdot (-27,7 + 36,3) = 11,6 \text{ kPa} \quad (\text{D.3})$$

Voor de NEN-EN 1990 is de rekenwaarde de druk 14,5 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 3. De constructiebreedte is 31,5 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 454,5 kN/m.

### F.3.3 ROK 2.0

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de ROK2.0 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.4 t/m 5 ingevuld.

$$V_{d:ROK-6.10a} = 1,3 \cdot 39,9 + 0,9 \cdot -27,7 = 26,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.4})$$

$$V_{d:ROK-6.10b} = 1,15 \cdot 39,9 + 0,9 \cdot -27,7 = 20,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.5})$$

Voor de ROK 2.0 is de rekenwaarde de druk 26,9 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 5. De constructiebreedte is 31,5 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 847,4 kN/m.