

Stabiliteitsanalyse

Kraanopstelplaats Ohéstraat te Buggenum
GB201193.R01.V3.0

20 april 2021



Stabiliteitsanalyse

Kraanopstelplaats Ohéstraat te Buggenum

Documentnummer GB201193.R01.V3.0

20 april 2021

Opdrachtgever

Theunissen Infra B.V.

Broekstraat 22

6085EM Horn

Auteurs

Adviseur Geotechniek ir.

Collegiale toets

+31 88 130 06 00

info@geonius.nl

Postbus 1097

6160 BB Geleen

Geonius.nl

Functie	Naam	Paraaf
Adviseur Geotechniek		
Collegiale toets		

Inhoud

1	Inleiding	4
2	Projectbeschrijving	5
2.1	Beschrijving	5
2.2	Geotechnische uitgangspunten	6
3	Grondslag.....	8
3.1	Bodemopbouw	8
3.2	Grondwater	9
4	Resultaten stabiliteitsberekening.....	10
5	Legioblokken	12
5.1	Stabiliteit blokkenwand	12
5.2	Fundering	12
6	Conclusies	13

Bijlagen

- Bijlage 1 Funderingsberekening blokkenwand
- Bijlage 2 Berekeningen D-Stability
- Bijlage 3 Sondering CPT000000155806
- Bijlage 4 Grondwaterstanden

1 Inleiding

Door Boonen Vastgoed & Ontwikkeling B.V. werd aan Geonius Geotechniek B.V. opdracht gegeven een stabiliteitsberekening uit te voeren voor de kraanopstelplaats op de dijk aan de Ohéstraat te Buggenum. De opstelplaats wordt opgebouwd uit gestort zand. In het talud is gebruik gemaakt van een muur van drielaags legioblokken. In november 2020 was door Geonius reeds een stabiliteitsberekening uitgevoerd en een geotechnisch rapport opgesteld (GA201193.R01.v1.0 d.d. 16-11-2020).

Inmiddels zijn de uitgangspunten gewijzigd: de kraanopstelplaats wordt enkel tijdens laagwaterperioden gebruikt en na het laagwaterseizoen weer afgebroken. Het betreft dus een tijdelijke situatie, waarbij de dijk geen hoogwater keert. Tevens zijn de kraanbelastingen verstrekt: in 2020 was een aanname van de kraanbelasting gedaan, de verstrekte kraanbelastingen zijn lager. De opstelplaats is al gedurende het vorige laagwaterseizoen in gebruik geweest.

Aanvullend is een geotechnische toetsing van de blokkenwand uitgevoerd. Voorliggend rapport bevat de stabiliteitsberekening, en de geotechnische uitwerking van de blokkenwand. De ontwerpberekeningen zijn uitgewerkt conform NEN 9997-1 (Geotechnisch ontwerp Deel 1: Algemene regels).

In voorliggende versie zijn de door het waterschap verstrekte (grond)waterstanden in de berekeningen verwerkt.

2 Projectbeschrijving

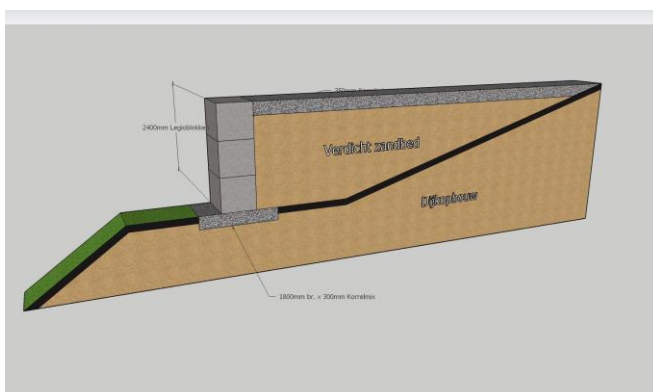
2.1 Beschrijving

In het buitentalud van de primaire kering op dijkkring 75-1 is een grondlichaam geplaatst dat dienst doet als een tijdelijke kraanopstelplaats. De ligging van de opstelplaats is weergegeven in Figuur 2-1.



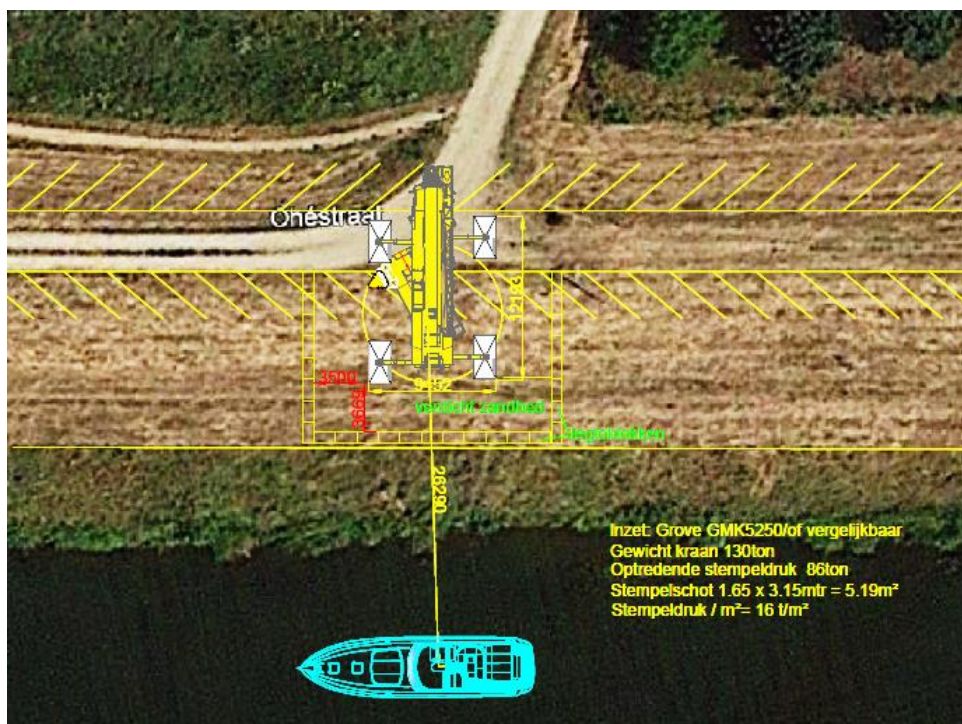
Figuur 2-1 Locatie van de kraanopstelplaats

De opstelplaats wordt opgebouwd uit gestort zand. In het talud is gebruik gemaakt van een muur van drielaags legioblokken, zoals weergegeven in Figuur 2-2.



Figuur 2-2 Schematische weergave van de opbouw van de opstelplaats

Op het aangebrachte grondlichaam wordt een kraan opgesteld. Deze kraan staat opgesteld op platen op het grondlichaam. Deze kraan is deels op de kruin van de kering gefundeerd, en deels op het grondlichaam. De dimensies van deze kraan zijn weergegeven in Figuur 2-3.



Figuur 2-3 Positie van de kraan met funderingselementen

Om de waterveiligheid te waarborgen dient de invloed van de kraanopstelplaats op de buitenwaartse macrostabiliteit te worden getoetst. Daarnaast dienen de stabiliteit van de blokkenwand, en het geotechnische draagvermogen van de ondergrond ter plaatse van de blokkenwand te worden berekend.

2.2 Geotechnische uitgangspunten

Om de invloed op de buitenwaartse stabiliteit te bepalen, is gebruik gemaakt van een berekening in geotechnische categorie 1 voor de stabiliteit volgens de NEN 9997-01. Hierbij is met behulp van rekenwaarden in een gedraineerde berekening een indicatie gegeven van een stabiliteitsfactor voor de doorsnede van de dijk. Het is belangrijk te vermelden dat met deze werkwijze geen wettelijke beoordeling of ontwerp van de primaire kering kan worden uitgevoerd. Wel kan worden aangetoond in welke mate de opstelplaats invloed heeft op de buitenwaartse macrostabiliteit van de kering.

Voor de berekening van de invloed op de buitenwaartse stabiliteit op de grondkering zijn mede op basis van de door de opdrachtgever verstrekte gegevens de volgende uitgangspunten aangehouden:

- In de situatie zonder kraanopstelplaats wordt de stabiliteit als voldoende verondersteld. De opdrachtgever heeft aangegeven in kaart te willen brengen wat de invloed is van de kraanopstelplaats op de stabiliteitsfactor bij gelijke omstandigheden;
- Er wordt gedraineerd gerekend met glijvlakmodel Spencer en Uplift Van in D-Stability (Deltares);
- In de stabiliteitsberekeningen is de opbouw van de bodem gebaseerd op de door het waterschap geleverde stabiliteitsberekeningen voor het betreffende dijkvak t.b.v. Dijkversterking Noordelijke Maasvallei;

- In de funderings- en damwandberekeningen is uitgegaan (vrijwel) van de ter plaatse van de keerwand beschikbare sondering in de BRO: CPT000000155806 (opgenomen in de bijlagen). Deze ondergrond wijkt af van de meer conservatieve stabiliteitsberekening;¹
- Geotechnische parameters zijn bepaald op basis van de NEN 9997-01;
- Er wordt uitgegaan van legioblokken met een afmeting 1600 x 800 x 800 mm en een gewicht van 2200 kg/blok;
- Op basis van de verstrekte gegevens is uitgegaan van een maximale kraanbelasting van 86 ton stempeldruk, waarbij 2 stempels belastingen afdragen op de kraanopstelplaats en 2 op de weg op de dijk. Er is vanuit gegaan dat de belastingen van de stempels op de opstelplaats worden gespreid over de volledige breedte van 16 m met stempels van 3 m lengte. De belasting uit de kraan bedraagt daarmee ca. 35 kN/m² per strekkende meter dijk;
 - Gezien de afstand van de kraan tot de legioblokken (ca. 3,7 m), draagt de kraan geen belasting af op de keerwand. De afstand van de kraan tot de wand dient in het werk door middel van afrastering/hekken te worden gewaarborgd;
- Het gewicht van de blokken en de kraanbelasting worden in de ondergrond onder een hoek van 30 graden verspreid;
- Er wordt uitgegaan van 50% dissipatie van de waterspanningen in de cohesieve lagen, als gevolg van de belastingen;
- Omdat de constructie enkel wordt gerealiseerd en gebruikt tijdens het laagwaterseizoen, is de volgende hydraulische belastingssituatie (waterstanden) uitgewerkt. Hierbij is uitgegaan van de door het waterschap verstrekte grondwaterstanden welke in de bijlagen zijn opgenomen. Een nadere onderbouwing van de aangehouden grondwaterstanden is opgenomen in §3.2:
 - Normale waterstand in het koelwaterkanaal: NAP +14,26 m;
 - Waterspanning ter hoogte buitenteen NAP +14,33 m met een opbolling van 1 m (=NAP +15,33 m);
 - Waterstand ter hoogte van de kruin in normale omstandigheden NAP +14,83 m met een opbolling van 1 m (=NAP +15,83 m);
 - Waterspanning ter hoogte binnenteen onder normale omstandigheden NAP +14,97 met een opbolling van 1 m (=NAP +15,97 m).

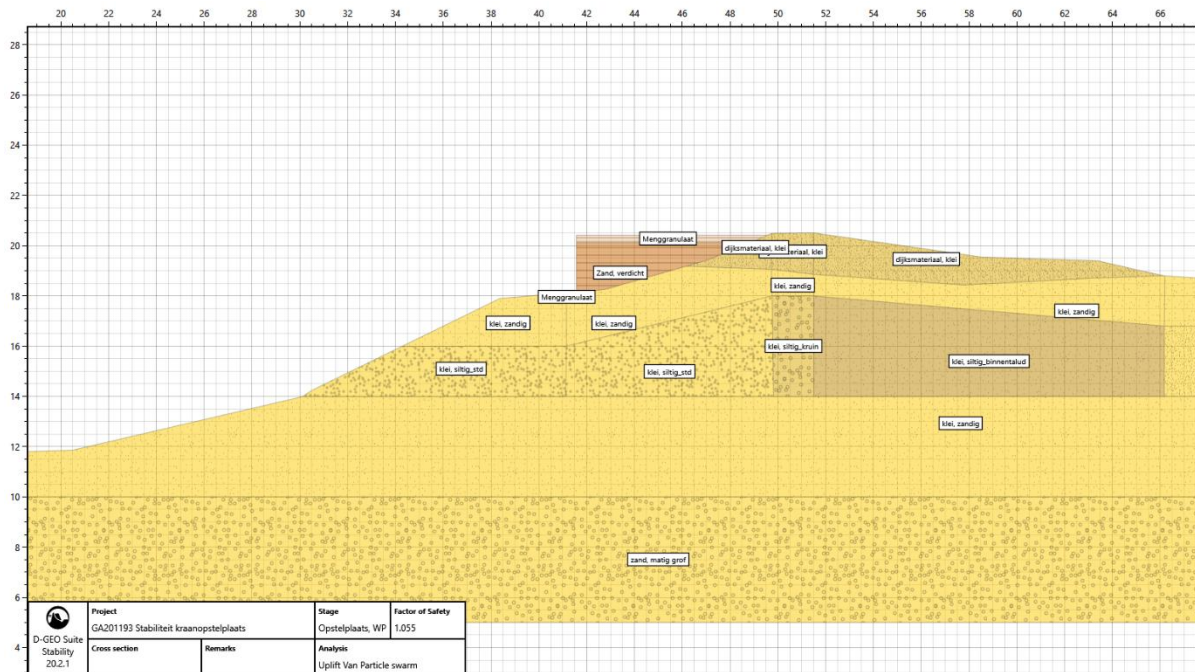
Indien wordt afgeweken van voornoemde uitgangspunten dan dient ons bureau te worden gecontacteerd daar dan het advies mogelijk moet worden aangepast.

¹ In principe wordt hiermee niet aan de geotechnische norm NEN9997-1 voldaan, aangezien deze voorschrijft dat het te bouwen oppervlak dient te worden afgedekt door sondeerpunten met een maximale onderlinge afstand van 25 m. Strikt genomen dienen op locatie dus nog een sondering te worden uitgevoerd. Omdat er vanuit de beoordeling van de kering aanvullende gegevens aanwezig zijn en de variatie in de beschikbare sonderingen in de omgeving beperkt is, wordt een aanvullende sondering niet noodzakelijk geacht.

3 Grondslag

3.1 Bodemopbouw

Voor de stabiliteitsberekening is uitgegaan van de berekening zoals die is uitgevoerd in rapport GA201193.R01v1.0. De bodemopbouw is daarbij voortgekomen uit de schematisering van het dijkvak uit de door het waterschap verstrekte berekeningen, dit betreft dus een maatgevend (conservatief) profiel welke representatief is verondersteld voor het gehele dijkvak.



Figuur 3-1 Doorsnede van de ondergrond t.b.v. de stabiliteitsberekeningen

De bodemopbouw gecombineerd met de keringgeometrie zijn weergegeven in Figuur 3-1. De grondmechanische eigenschappen van de ondergrond zijn weergegeven in Tabel 1.

Voor het bepalen van het draagvermogen van de ondergrond t.p.v. de blokkenwand is uitgegaan van een sondering dichterbij. Het dichtstbijzijnde aangetroffen grondonderzoek is de sondering CPT000000155806 uit de Basisregistratie Ondergrond (BRO). Op basis van de in deze sondering aanwezige conus- en wrijvingsgegevens is een ondergrondprofiel gevormd. Het sondeerprofiel en de bodemlagen met eigenschappen zijn te vinden in het D-Foundationsrapport in de bijlage.

Tabel 1: Grondmechanische eigenschappen van de verschillende grondlagen

Grondsoort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ'_{kar} [°]	ϕ'_d [°]	c' [kPa]	c'_d [kPa]
Verdicht zand	18	20	32,5	27,96	0	0
Menggranulaat	19	21	37,5	32,60	0	0
Klei, dijksmateriaal	19	20	17,5	14,72	13	10
Klei, siltig	18	18	22,5	19,04	5	3,85
Klei, zandig	18	20	27,5	23,45	0	0
Zand, matig grof	18	20	32,5	27,96	0	0

3.2 Grondwater

De in rekening gebrachte grondwaterstanden zijn beschreven in §2.2. Ter onderbouwing van de aangehouden grondwaterstanden zijn door het waterschap nadere gegevens verstrekt.

Het Waterschap is voornemens om als vergunningsvoorwaarde op te nemen dat de kraan bij een waterstand bij NAP +15,0 m moet worden verwijderd en dat de opstelplaats bij een waterstand van NAP +17,0 m moet zijn verwijderd.

Na een hoogwater wordt de waterstand in het koelwaterkanaal gecontroleerd (relatief traag) verlaagd middels de sluis, er is geen sprake van een instantane val van hoogwater.

Op basis van de verstrekte peilbuisdata in de bijlagen wordt uitgegaan van:

- de grondwaterstand bij de buitenteen kan vrijwel gelijk aan waterstand in het koelwaterkanaal worden verondersteld, hier is met een opbolling van 1 m gerekend (NAP +15,33 m). Dit kan dus als conservatief worden beschouwd;
- de grondwaterstand ter hoogte van de kruin: in de situatie na buitenwaterstand NAP+15 m wordt in PB-14 een grondwaterstand van ca. NAP +15,7 m gemeten (welke nog daalt). Hier is NAP +15,83 m aangenomen (conservatief);
- de grondwaterstand ter hoogte van de binnenteen: in de situatie na buitenwaterstand NAP+15 m wordt in WSP-16 een waterspanning van ca. NAP+15,8m gemeten (welke nog daalt), waar in de berekening is uitgegaan van NAP+15,97m (conservatief).

Op basis hiervan, kan worden gesteld dat de optredende grondwaterstanden lager zijn dan de aangehouden in de berekeningen.

4 Resultaten stabiliteitsberekening

4.1 Algemeen

In Tabel 2 zijn de resultaten van de hernieuwde stabiliteitsberekeningen uitgewerkt. Deze berekeningen gelden niet als volledige beoordeling van de stabiliteit van de kering zelf (met of zonder opstelplaats), maar een beeld van de invloed van de opstelplaats op de buitenwaartse stabiliteit.

4.2 Vereiste stabiliteitsfactor

In het eerdere rapport was het uitgangspunt dat de stabiliteit minimaal gelijk moet zijn als in de huidige situatie. Er waren derhalve geen modelfactor, schadefactor, en schematiseringsfactor in rekening gebracht.

Om in beeld te brengen welke invloed op de stabiliteit als toelaatbaar kan worden verondersteld, wordt voorgesteld uit te gaan van een schadefactor van 0,9 (tijdelijke situaties, zoals beschreven in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW, 2001)) en een modelfactor van 1,07 (Spencer) of 1,06 (Uplift Van). Materiaalfactoren zijn reeds verdisconteerd aangezien is uitgegaan van rekenwaarden van de grondeigenschappen.

Voor de schematiseringsfactor wordt voorgesteld uit te gaan van 1,0. Dit aangezien de ondergrond is overgenomen uit de verstrekte (maatgevende) berekening van het dijkvak (Dijkversterking Noordelijke Maasvallei. De ter plaatse beschikbare sonderingen in dinoloket (waaronder CPT000000155806, vrijwel ter plaatse van de opstelplaats) laten een gunstiger ondergrond zien, en de beschikbare sonderingen tonen weinig variatie:

- Een toplaag van ca. 2 m zand (matig vast, sterk siltig);
- Klei en leem tot ca. NAP +13 m, hieronder zand;
- In de berekeningen is een ondergrond aangenomen welke tussen maaiveld en NAP +10m bestaat uit (zandige) kleilagen.

De gehanteerde ondergrondschematisatie kan daarmee als conservatief worden beschouwd, ook met betrekking tot de aangehouden grondwaterstanden (zie §3.2), waarmee een schematiseringsfactor van 1,0 voldoende veilig kan worden verondersteld.

Op basis hiervan kan de benodigde stabiliteitsfactor worden vastgesteld als $0,9 \cdot 1,07 \cdot 1,0 = 0,96$ (Spencer) en $0,9 \cdot 1,06 = 0,95$ (Uplift Van).

4.3 Resultaten

Vanuit het oogpunt van de waterveiligheid kan tijdens een laagwater worden volstaan met het beschouwen van enkel de glijvlakken die de kruin gaan, omdat een afschuiving in het voorland geen invloed heeft op de waterkerende hoogte en er de tijd is dit te herstellen voordat een hoogwater optreedt. In dat geval neemt de stabiliteit af van 1,27 naar 1,05. Zonder kraanbelasting bedraagt dit 1,12.

Bij beschouwing van het gehele talud (dus ook een glijvlak door de opstelplaats), is het een afname van 1,13 naar 0,97, en 0,99 zonder kraanbelasting.

De berekeningsresultaten zijn weergegeven in Tabel 2 en opgenomen in de bijlagen.

Tabel 2: Berekende veiligheidsfactoren

	Model	Benodigde veiligheidsfactor	Veiligheidsfactor gehele talud	Veiligheidsfactor glijvlak door kruin
Oude situatie	Spencer	0,96	1,09	1,33
	Uplift Van	0,95	1,07	1,34
Na aanleg opstelplaats	Spencer	0,96	0,96	1,14
	Uplift Van	0,95	0,97	1,28
Incl. kraanbelasting	Spencer	0,96	0,94	1,06
	Uplift Van	0,95	0,96	1,17
30% reductie kraanbelasting	Spencer	0,96	0,97	-

Uit de berekeningen blijkt dat de stabiliteitsfactor na aanleg van de tijdelijke opstelplaats >0,96 bedraagt en daarmee als voldoende kan worden verondersteld.

Inclusief kraanbelasting wordt voor wat betreft de waterveiligheid (glijvlakken door de kruin) met kraanbelasting (1,06) en zonder kraanbelasting (1,14) voldaan.

Als gevolg van de kraanbelasting is een kortdurende afname van de stabiliteit van het gehele talud (glijvlak door de opstelplaats) tot 0,94 mogelijk. Indien dat niet toelaatbaar wordt geacht, kan de maximale kraanbelasting met 30% worden gereduceerd (60 ton stempeldruk).

Om overige risico's ten gevolge van het glijvlak door de opstelplaats te beheersen, wordt geadviseerd het deel van het talud onder aan de blokkenwand af te zetten zodat daar niemand zich kan bevinden in het geval daar instabiliteit optreedt.

5 Legioblokken

5.1 Stabiliteit blokkenwand

Om aan de norm voor de aanleg van de blokkenwand te voldoen, dient deze te worden getest op een aantal onderdelen: de kantelstabiliteit en het draagvermogen van de muur als fundering. In het huidige ontwerp (legioblokken 1,6 x 0,8 x 0,8 m, in drie lagen, opvulling tot bovenkant laag) voldoet de muur aan beide eisen niet. Hierdoor ontstaat het risico dat de wand alsnog voor bezwijken van de ondergrond en de daarmee opstelplaats kan zorgen.

De kantelstabiliteit van de blokkenwand wordt bepaald door de combinatie van het eigen gewicht van de wand, de geactiveerde wig van het grondlichaam erachter, en de voet van de blokkenwand. De combinatie van de horizontale gronddruk op de blokken en de relatief lage verticale belasting (enkel eigen gewicht blokken) zorgt voor een hoge excentriciteit bij de fundering. Vaak moeten de blokken een paar rijen hoger worden opgestapeld dan het niveau van de grondaanvulling achter de blokken, om de stabiliteit te waarborgen.

In overleg met de opdrachtgever heeft Geonius een aantal mogelijke alternatieven uitgewerkt. Om aan de stabiliteitseis voor kantelen te voldoen, wordt geadviseerd bij de aanleg de onderste rij blokken een kwartslag te draaien, zodat een funderingsvoet van 1,6 m ontstaat (in plaats van de eerdere 0,8 m). In dat geval is de stabiliteit voldoende, de berekening is opgenomen in de bijlagen.

5.2 Fundering

Het draagvermogen van de ondergrond ter plaatse van de blokkenwand wordt in het oorspronkelijke ontwerp als onvoldoende berekend. Indien de hierboven geschetste oplossing voor de kantelstabiliteit wordt toegepast, waarbij tevens de korrelmix (of een goed verdichte grondverbetering) tot 0,8 m onder het aanlegniveau en tot de bovenkant van het onderste blok over de beschikbare breedte van het talud als gronddekking wordt toegepast (dus aan de buitenkant van de opstelplaats), is echter voldoende verticaal draagvermogen aanwezig. Hierbij is de ongedraineerde en gedraineerde toestand (incl. pons) getoetst.

Op basis van de berekening voldoet het horizontale draagvermogen (weerstand tegen schuiven) zoals berekend in de bijlage niet. Dit betreft een tekort van ca. 0,7 kN/m' op een belasting van 19,6 kN/m'. Dit beperkte tekort kan gezien de passieve gronddruk (welke als weerstand tegen schuiven op de horizontale belasting in mindering kan worden gebracht) echter eenvoudig door de geadviseerde gronddekking worden opgenomen.

Voor mobilisatie van de passieve gronddruk is enige vervorming benodigd, of dit toelaatbaar is, is aan de opdrachtgever. Als alternatief kunnen enkele H-profielen en/of een gording worden geplaatst om meer weerstand tegen schuiven te realiseren.

De funderingsberekening is toegevoegd in de bijlagen.

6 Conclusies

Ten behoeve van de stabiliteit van de blokkenwand wordt geadviseerd de onderste blokkenlaag een kwartslag te draaien, waardoor het effectieve funderingsoppervlak wordt verhoogd, en de spanning in de grond wordt verlaagd. Deze maatregel, in combinatie met het aanbrengen van een grondverbetering tot 0,8 m- aanlegniveau en een gronddekking (bijvoorbeeld ca. 0,8 m korrelmix) aan de voet van de wand over de beschikbare breedte van het talud, zorgt voor voldoende draagvermogen ten behoeve van de blokkenwand in de ondergrond.

Op basis van de in dit rapport genoteerde uitgangspunten kan worden geconcludeerd dat in de tijdelijke situatie de buitenwaartse stabiliteitsfactor $> 0,96$ bedraagt en daarmee als voldoende kan worden verondersteld. Voor wat betreft de waterveiligheid wordt daar met (1,06) en zonder (1,14) kraan aan voldaan.

Als gevolg van de kraanbelasting is een kortdurende afname van de stabiliteit van het gehele talud (glijvlak door de opstelplaats) tot 0,94 mogelijk. Indien dat niet toelaatbaar wordt geacht, kan de maximale kraanbelasting met 30% worden gereduceerd (60 ton stempeldruk).

Om overige risico's ten gevolge van het glijvlak door de opstelplaats te beheersen, wordt geadviseerd het deel van het talud onder aan de blokkenwand af te zetten zodat daar niemand zich kan bevinden in het geval daar instabiliteit optreedt.

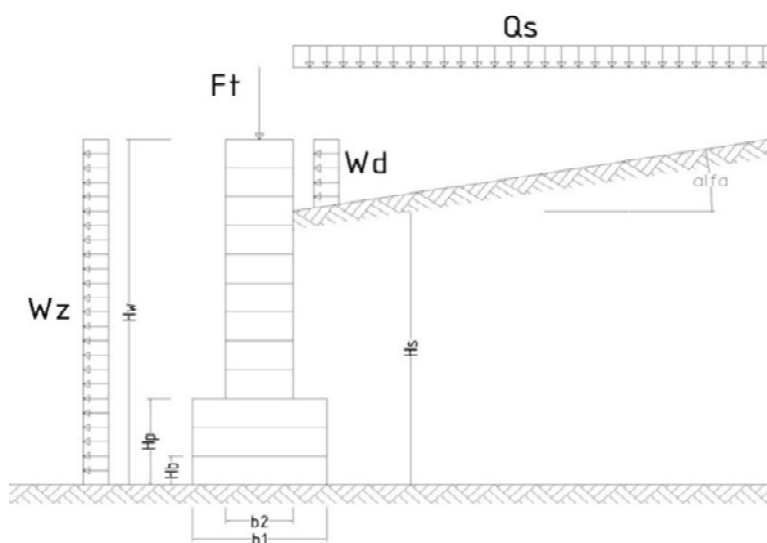
Bijlage 1 Funderingsberekening blokkenwand

Project nummer: GA201193
 Omschrijving: Blokkenwand kraanopstelplaats Ohéstraat
 Locatie: Buggenum

Betreft controle interne stabiliteit van gestapelde betonnen keerwand
 Uitgangspunt: harde ondergrond -> Kantelen om uiterste rand van blokken

Invoer gegevens:

H_w	2.40 m	Hoogte Keerwand
H_s	2.40 m	Hoogte Stortgoed
H_b	0.80 m	Hoogte blok
H_p	0.80 m	Hoogte plint
b_1	1.60 m	Breedte plint
b_2	0.80 m	Breedte blok
α	0.0 °	Helling stortgoed
φ_{rep}	32.5 °	Hoek van inwendige wrijving
φ_{rek}	28.0 °	Hoek van inwendige wrijving
d_w	32.5 °	Wrijvingscoëfficiënt
$\gamma_{rep,bulk}$	18.00 kN/m ³	Volumiek gewicht bulkgoed
$\gamma_{rep,beton}$	22.00 kN/m ³	Volumiek gewicht beton
W_z	0.00 kN/m ²	Windzuiging achter de wand
W_d	0.00 kN/m ²	Winddruk boven stortgoed
F_t	0.00 kN/m	Bovenbelasting op wand
Q_s	0.00 kN/m ²	Bovenbelasting op stortgoed
γ_{phi}	1.2 [-]	Materiaalfactor op phi
$\gamma_{gunstig}$	0.9 [-]	Belastingfactor op gunstig werkende belasting
$\gamma_{ongunstig}$	1.2 [-]	Belastingfactor op ongunstig werkende belasting



Berekenings resultaten

Hoogte snede [m]	Breedte snede [m]	Verticale belasting [kN]	Horizontaal			Moment		U.C. [-]
			bulkdruk [kN]	winddruk [kN]	windzuiging [kN]	Stabiliserend [kNm]	Kantel [kNm]	
1.60	0.80	12.7	2.2	0.0	0.0	5.1	0.6	0.11
0.80	0.80	25.3	8.7	0.0	0.0	10.1	4.6	0.46
0.00	1.60	50.7	19.6	0.0	0.0	40.6	15.7	0.39

Belasting verticaal	50.69	kN
Belasting horizontaal	19.58	kN
arm horizontaal	0.80	meter
eccentriciteit	0.31	meter
Beff	0.98	meter

Report for D-Foundations 19.1

Design and Verification according to Eurocode 7 of Bearing/Tension Piles and Shallow Foundations
Developed by Deltares

Date of report: 12-4-2021
Time of report: 15:28:12
Report with version: 19.1.1.23780

Date of calculation: 12-4-2021
Time of calculation: 15:24:08
Calculated with version: 19.1.1.23780

File name: C:\Users\k.lange\Desktop\Nieuwe map\GB201193

Project identification: Blokkenwand Ohestraat te Buggenum
GB201193
D-Foundations GB201193

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Soil Data	3
2.3.1 Soil Profile CPT000000155806	3
2.3.2 Slopes Data	4
2.4 Foundation Data	4
2.5 Load Data	4
2.5.1 Vertical Loads	4
2.5.2 Horizontal Loads	4
3 Shallow Foundations (EC7-NL): Results of Verification	6
3.1 Verification of Limit State EQU	6
3.1.1 Vertical Bearing Capacity, Undrained Situation	6
3.1.2 Vertical Bearing Capacity, Drained Situation	6
3.1.3 Horizontal Bearing Capacity	6
3.2 Verification of Limit State STR/GEO	6
3.2.1 Verification of Settlement at Limit State STR/GEO	6
3.3 Verification of Serviceability limit state	6
3.3.1 Verification of the Serviceability Limit State	6
3.4 Additional Information	7

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Shallow Foundations (EC7-NL)

2.2 General Report Data

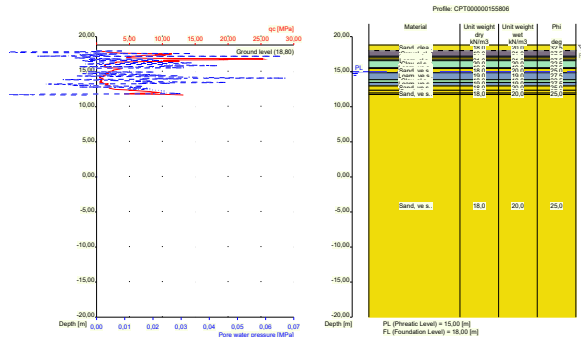
Geotechnical consultant :
 Design engineer superstructure :
 Principal :
 Title 1 : Blokkenwand Ohestraat te Buggenum
 Title 2 : GB201193
 Title 3 : D-Foundations GB201193
 Number of project :
 Location of project :

2.3 Soil Data

Number of soilprofiles: 2

2.3.1 Soil Profile CPT000000155806

Belonging to CPT CPT000000155806
 Surface level in [m. reference level] : 18,80
 Phreatic level in [m. reference level] : 15,00
 Placement depth of foundation element in [m R.L.] = 18,00
 Concentration value according to Frohlich [-] = 3
 Number of layers in profile : 15



Number layer	Level top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma sat [kN/m3]	Phi [deg]	Cohesion [kPa]	f _{undr} [kPa]	Cc [-]	Ca [-]
1	18,800	18,00	20,00	32,50	0,00	0,00	0,00	0,00
2	18,010	19,00	21,00	37,50	0,00	0,00	0,00	0,00

Number layer	Level top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma sat [kN/m3]	Phi [deg]	Cohesion [kPa]	f _{undr} [kPa]	Cc [-]	Ca [-]
3	17,200	21,00	21,00	27,50	2,50	200,00	0,03	0,00
4	16,961	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
5	16,661	21,00	21,00	27,50	2,50	200,00	0,03	0,00
6	16,561	20,00	20,00	22,50	13,00	120,00	0,08	0,00
7	15,561	19,00	19,00	27,50	0,00	50,00	0,05	0,00
8	15,461	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
9	14,861	19,00	19,00	27,50	0,00	50,00	0,05	0,00
10	13,861	18,00	18,00	22,50	5,00	80,00	0,12	0,00
11	13,461	19,00	19,00	27,50	0,00	50,00	0,05	0,00
12	12,961	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
13	12,361	18,00	20,00	27,00	0,00	0,00	0,01	0,00
14	11,960	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00
15	11,760	18,00	20,00	25,00	0,00	0,00	0,01	0,00

Number layer	Level top layer [m R.L.]	e0 [-]	Material type
1	18,800	0,26	Sand
2	18,010	0,26	Gravel
3	17,200	0,00	Loam
4	16,961	0,26	Sand
5	16,661	0,00	Loam
6	16,561	0,00	Clay
7	15,561	0,00	Loam
8	15,461	0,26	Sand
9	14,861	0,00	Loam
10	13,861	0,00	Clay
11	13,461	0,00	Loam
12	12,961	0,26	Sand
13	12,361	0,26	Sand
14	11,960	0,26	Sand
15	11,760	0,26	Sand

2.3.2 Slopes Data

Slope Name	Berm Width (B) [m]	Slope Length (L) [m]	Slope Height (H) [m]
1	1,60	18,00	6,00

Note: the slope is always situated along the length of the foundation element.

2.4 Foundation Data

Element name	Element shape	Width [m]	Length [m]	Diameter [m]	Type
Strip 1600	Strip	1,60	n.a.	n.a.	Prefab

2.5 Load Data

2.5.1 Vertical Loads

Load	LS EQU/STR/GEO			SLS		
	eLat. [m]	eLong. [m]	Vd [kN]	eLat. [m]	eLong. [m]	Vd [kN]
Load (1)	0,00	0,00	50,69	0,00	0,00	50,69

2.5.2 Horizontal Loads

Load	LS EQU/STR/GEO		SLS		Kappa [deg]
	eH [m]	Hd [kN]	eH [m]	Hd [kN]	
Load (1)	0,80	19,58	0,80	19,58	90,00

3 Shallow Foundations (EC7-NL): Results of Verification

3.1 Verification of Limit State EQU

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.8: $E_d \leq C_d$.

3.1.1 Vertical Bearing Capacity, Undrained Situation

Found elem. name	Calc. case	Vd [kN]	Rd [kN]	Rd (Squeeze) [kN]	Fpull [kN]	Result of verification
1	Case C	76,70	605,48	0,00	0,00	PASSED

- the highest value of Rd is used in the verification!
 -Fpull ($0.5 \cdot w' \cdot c_u; d$) is the tension force in the element per meter which should be handled by the element in case of squeeze (see art. 6.5.2.2 (r) NEN 9997-1:2016).

3.1.2 Vertical Bearing Capacity, Drained Situation

Found elem. name	Calc. case	Vd [kN]	Rd [kN]	Vd (Punch) [kN]	Rd (Punch) [kN]	Result of verification
1	Case C	50,69	78,89	76,70	78,01	PASSED

Note: both the situation with and without punch through are checked!

3.1.3 Horizontal Bearing Capacity

Found elem. name	Hd [kN]	Rd undrained [kN]	Rd drained [kN]	Result of verification undrained	Result of verification drained
1	19,58	101,38	18,87	PASSED	FAILED

3.2 Verification of Limit State STR/GEO

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$, $S_{req} = 0,150$ [m] $S_d = s_1; d + s_2; d$

3.2.1 Verification of Settlement at Limit State STR/GEO

Found elem. name	s1 (20%) [m]	s1;gd (5%) [m]	s2 [m]	Result of verification (20%)	Result of verification (5%)
1	0,012	0,021	0,014	PASSED	PASSED

Note: the verification at 20% is demanded by the NEN, at 5% is recommended by Deltares!

The maximum increase in soil tension found while calculating the settlement, is 100 % of the effective foundation pressure.

With only 1 element rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.3 Verification of Serviceability limit state

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.
 For houses, the requirement is : $S_{req} = 0.05$ m. For other types of superstructures a different (well considered) requirement can be specified.
 $S_{req} = 0,150$ $S_d = s_1; d + s_2; d$

3.3.1 Verification of the Serviceability Limit State

D-Foundations 19.1

Found elem. name	s1 (20%) [m]	s1,gd (5%) [m]	s2 [m]	Result of verification (20%)	Result of verification (5%)
1	0,008	0,015	0,010	PASSED	PASSED

Note: the verification at 20% is demanded by the NEN, at 5% is recommended by Deltares!

The maximum increase in soil tension found while calculating the settlement, is 100 % of the effective foundation pressure.

With only 1 element rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.4 Additional Information

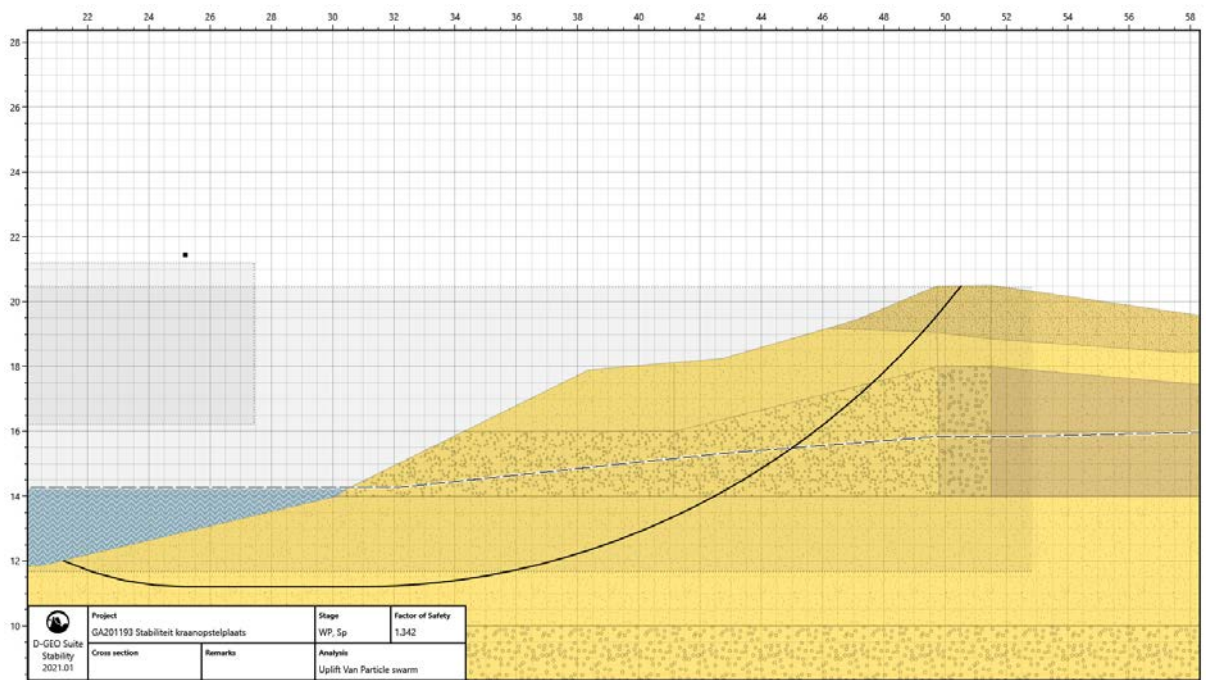
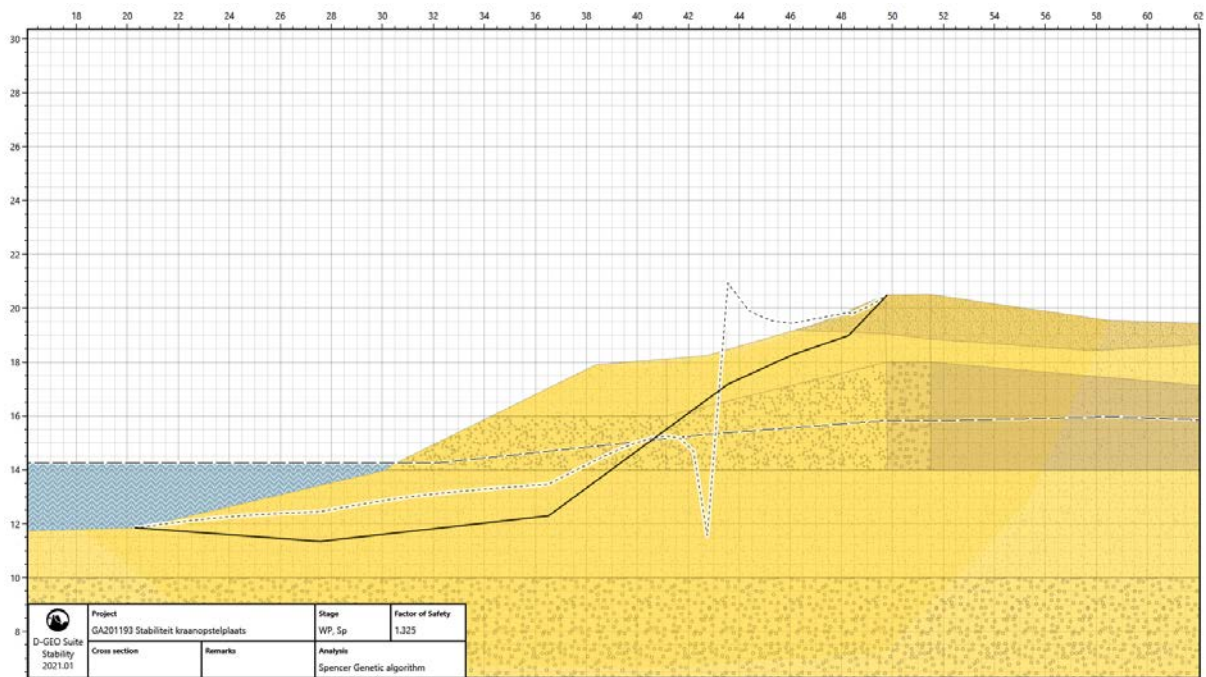
The maximum settlement at limit state STR/GEO is 0,026 meter and has been found at foundation element 1

The maximum settlement at the Serviceability Limit State is 0,018 meter and has been found at foundation element 1

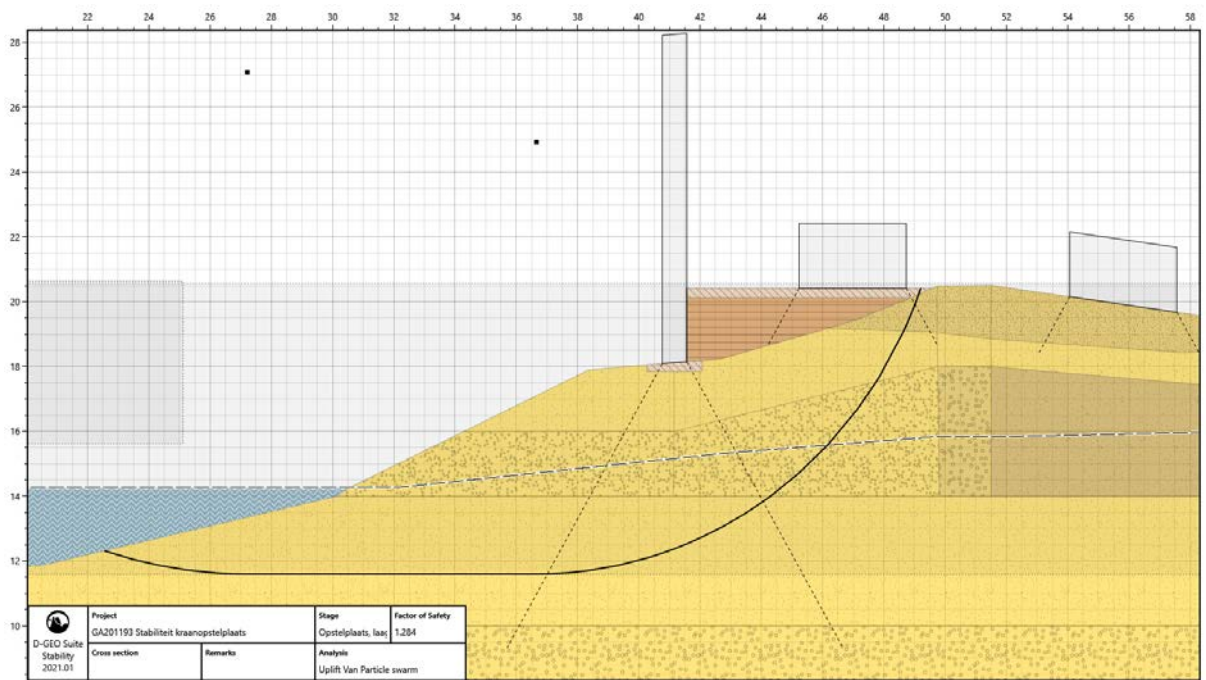
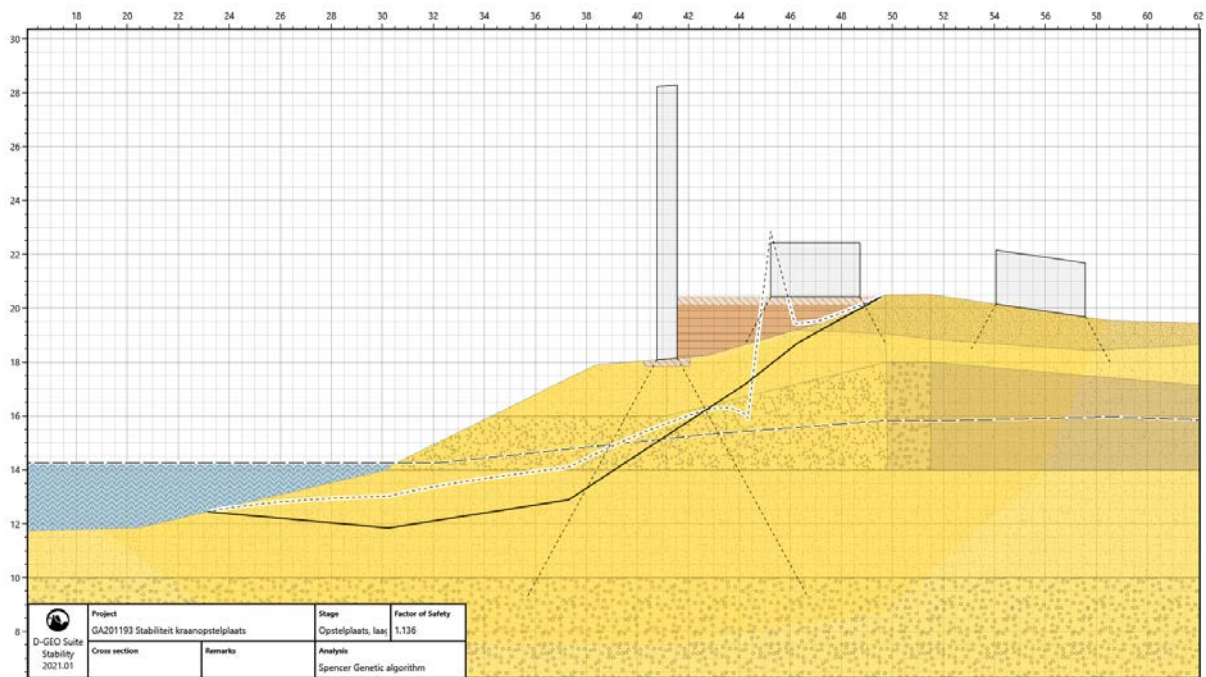
End of Report

Bijlage 2 Berekeningen D-Stability

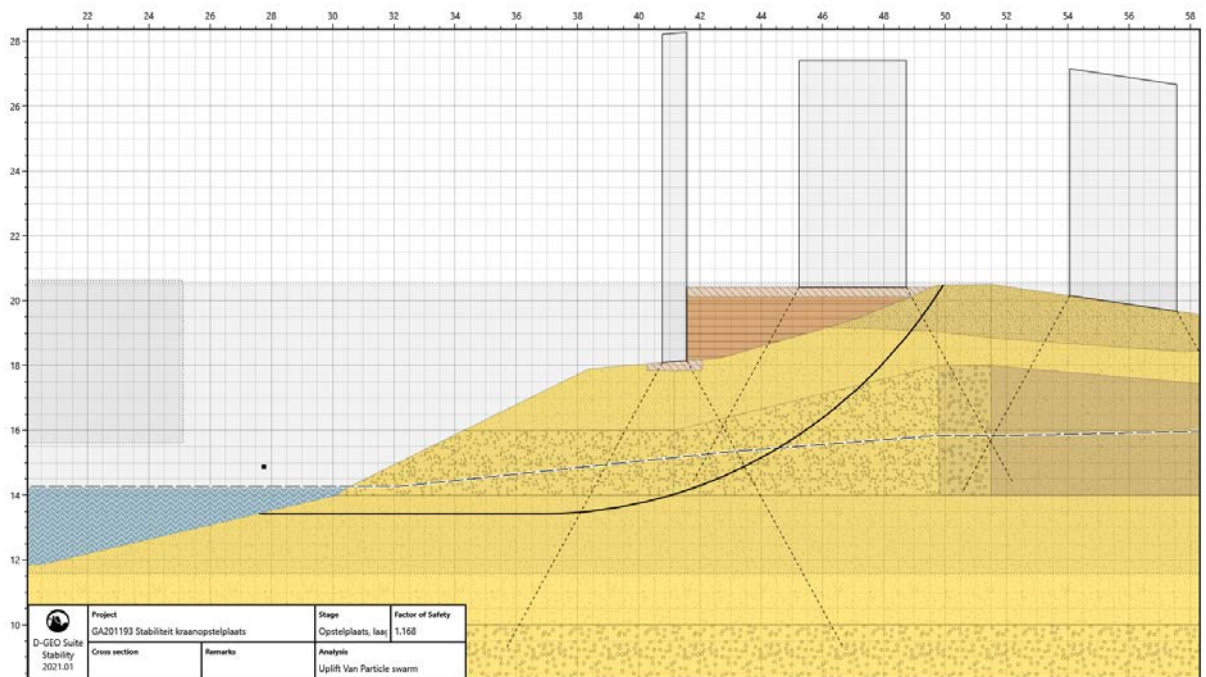
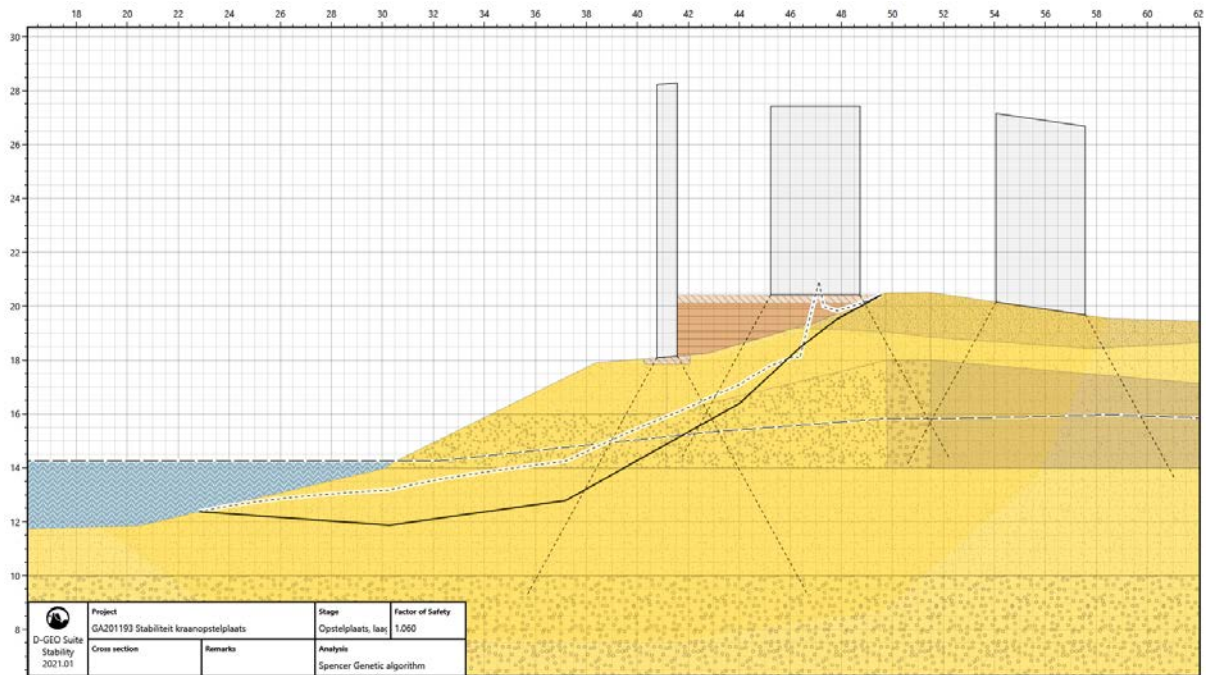
Huidige situatie, glijvlak door kruin



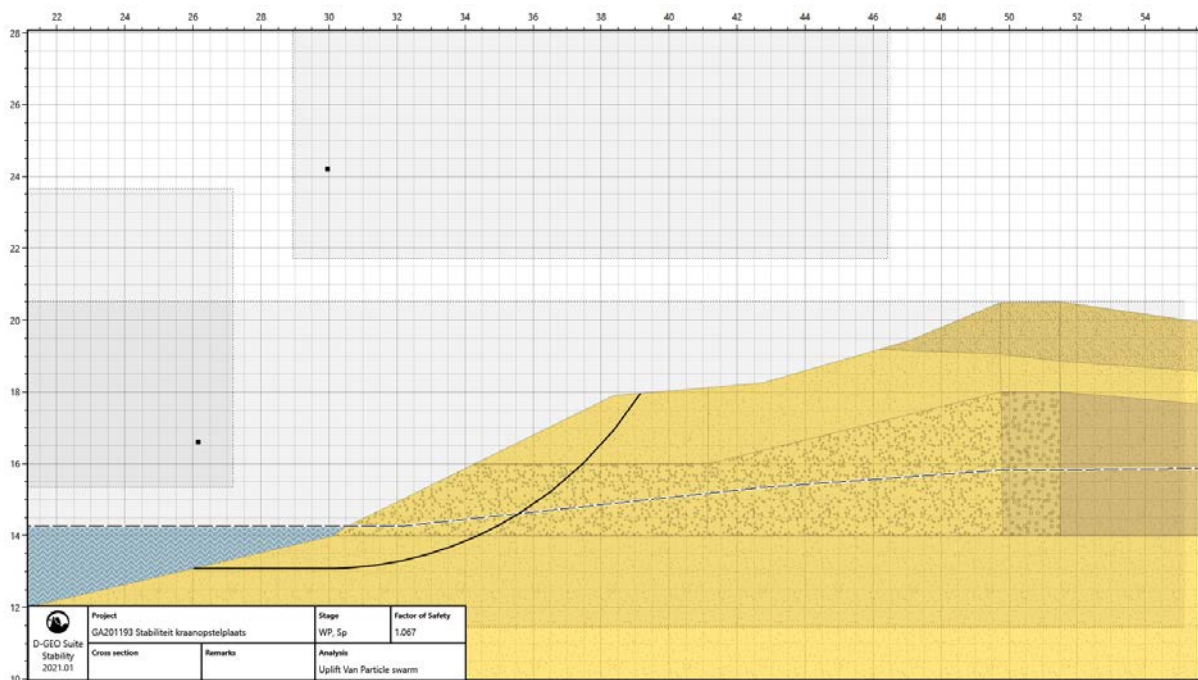
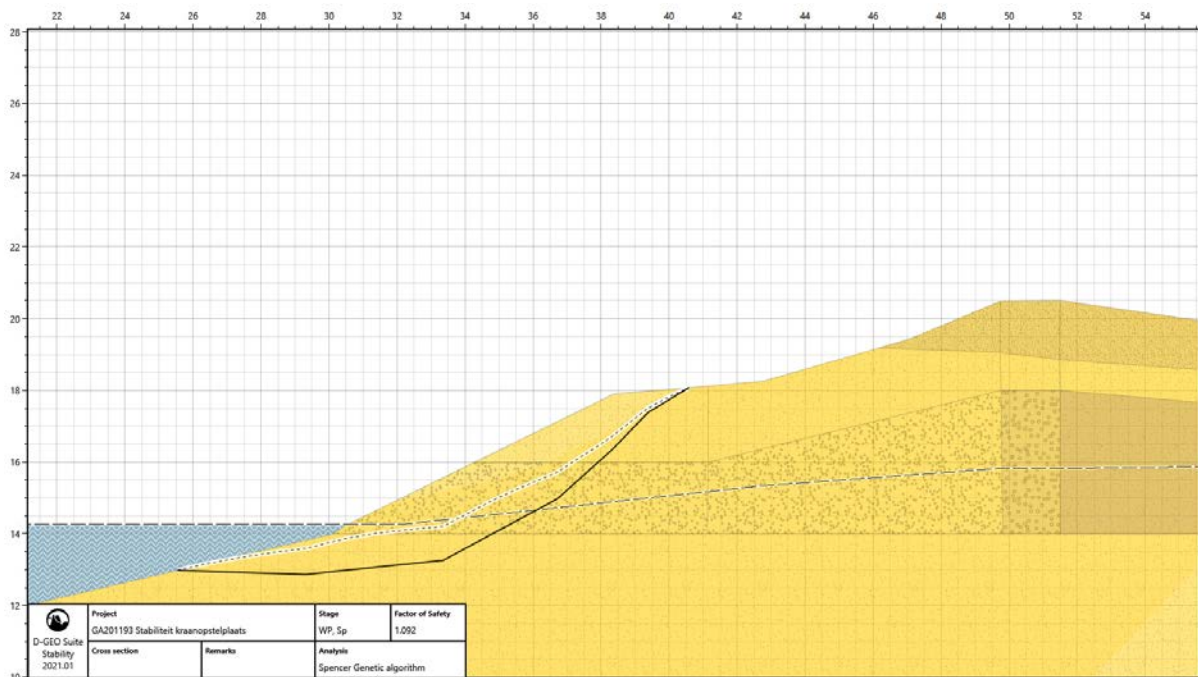
Glijvlak door kruin, na aanleg opstelplaats (kraanbelasting = 0 kN/m²)



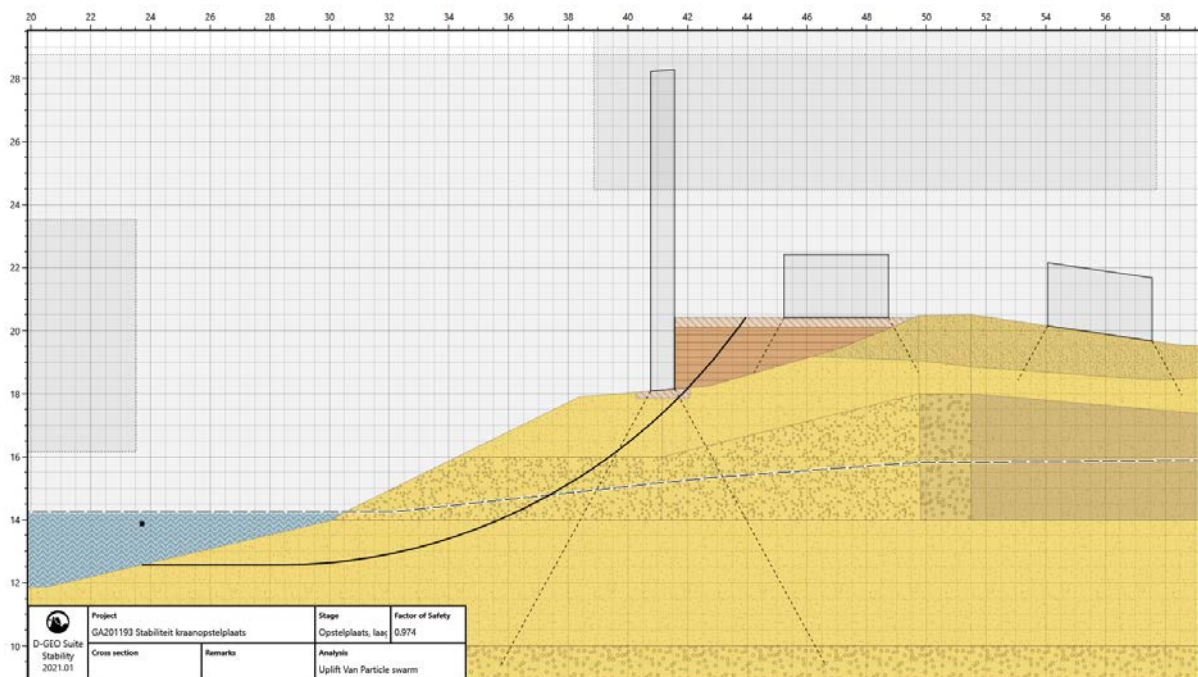
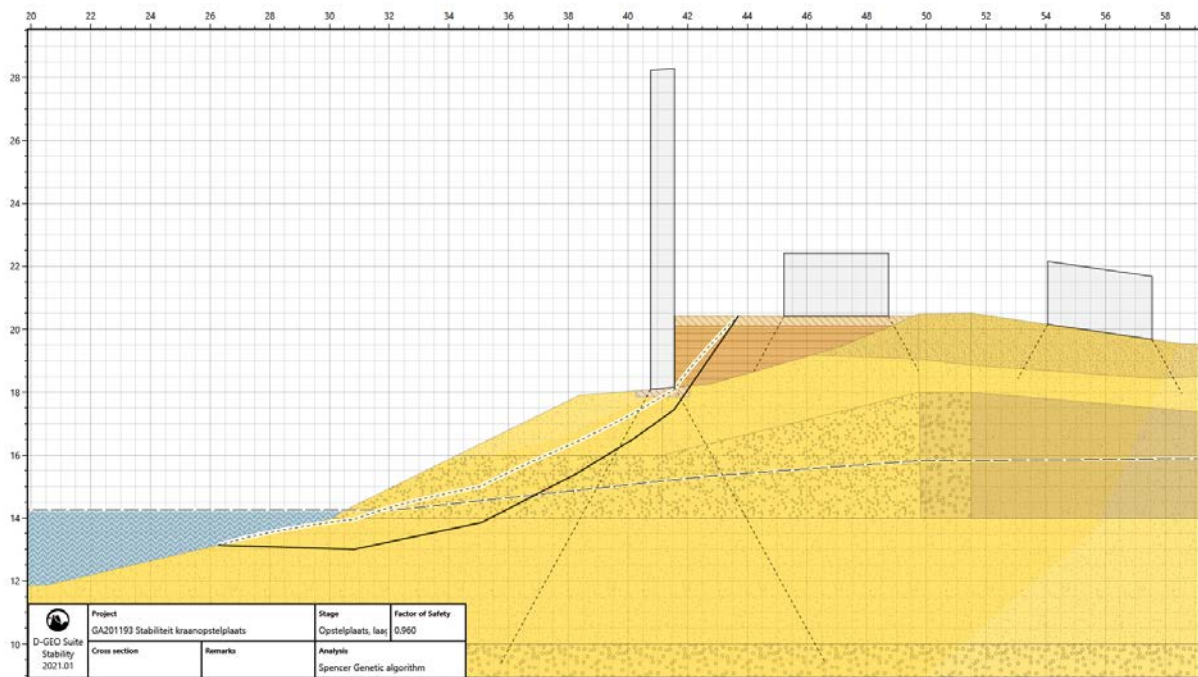
Glijvlak door kruin, na aanleg opstelplaats, incl. kraanbelasting



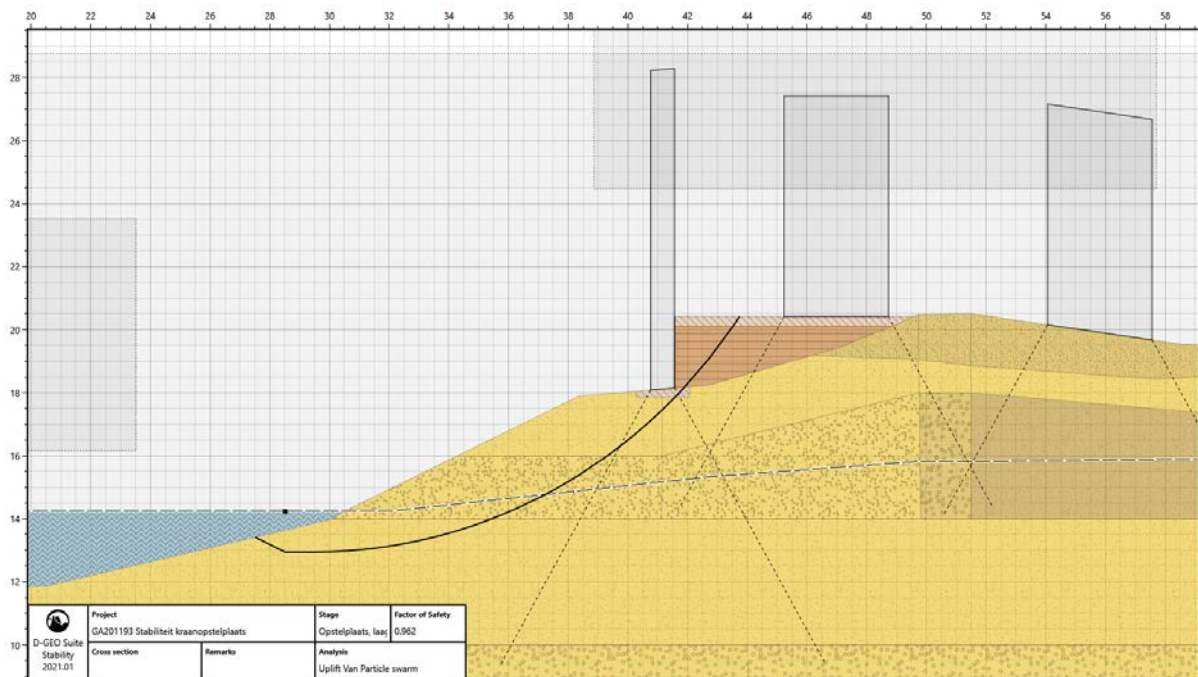
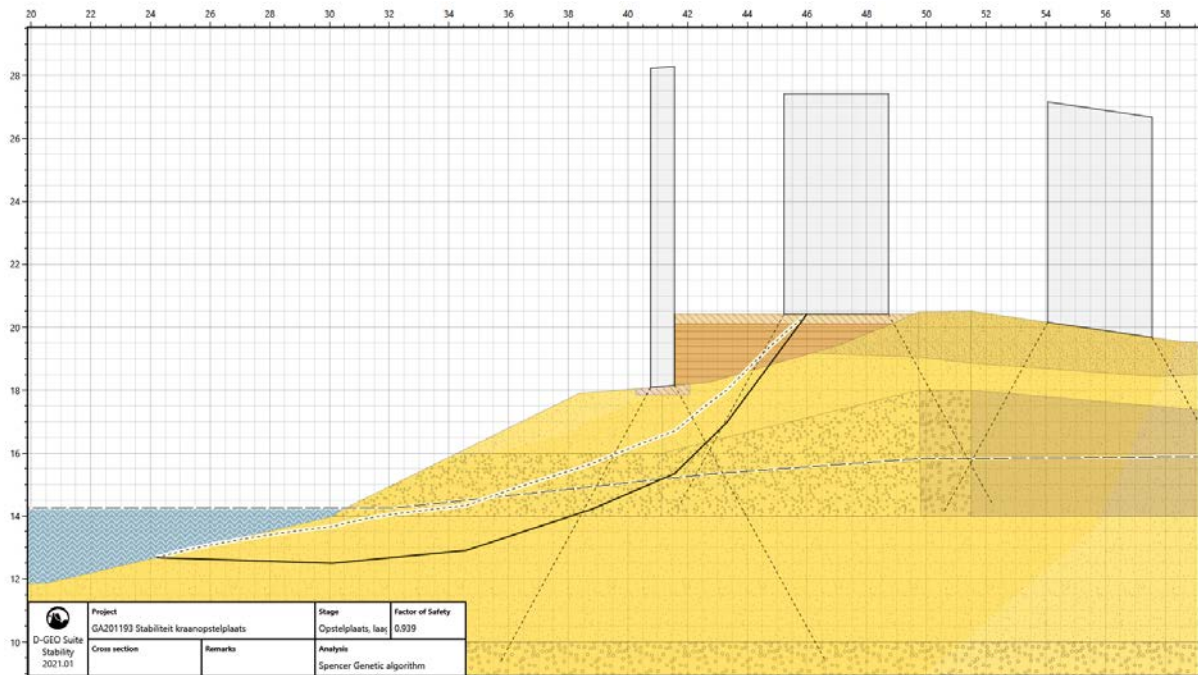
Huidige situatie, glijvlak door opstelplaats



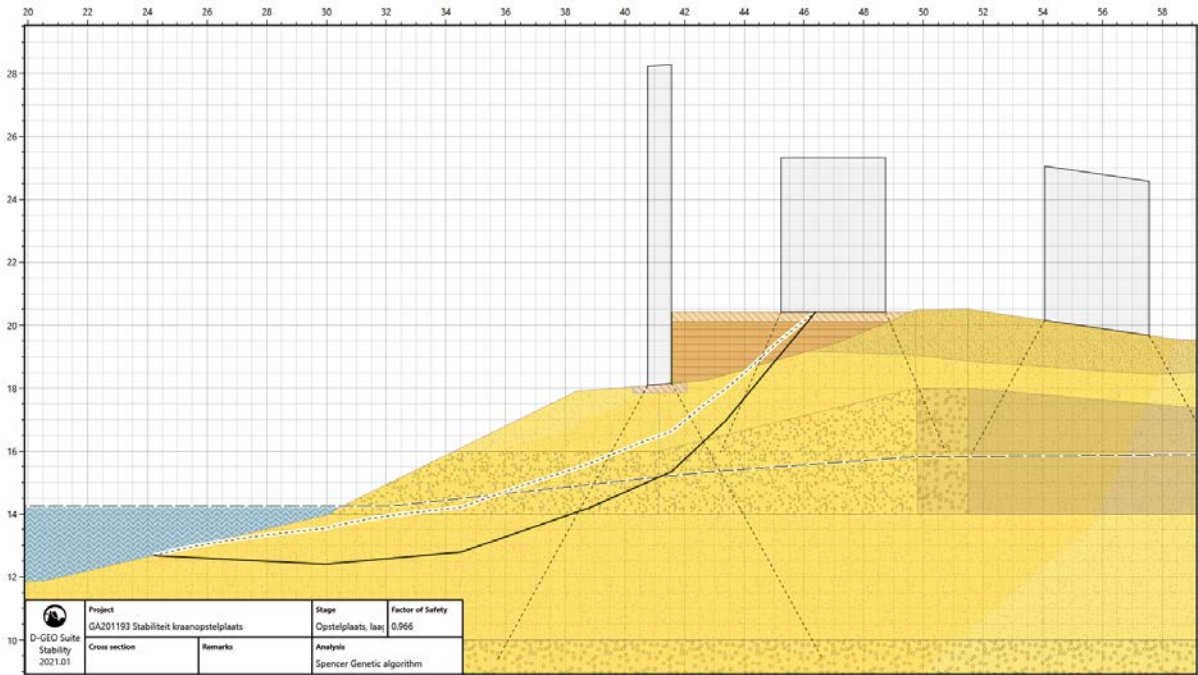
Glijvlak door kraanopstelplaats, na aanleg opstelplaats (kraanbelasting = 0 kN/m²)



Glijvlak door kraanopstelplaats, incl. kraanbelasting



Glijvlak door kraanopstelplaats, reductie kraanbelasting 70%



Bijlage 3 Sondering CPT000000155806

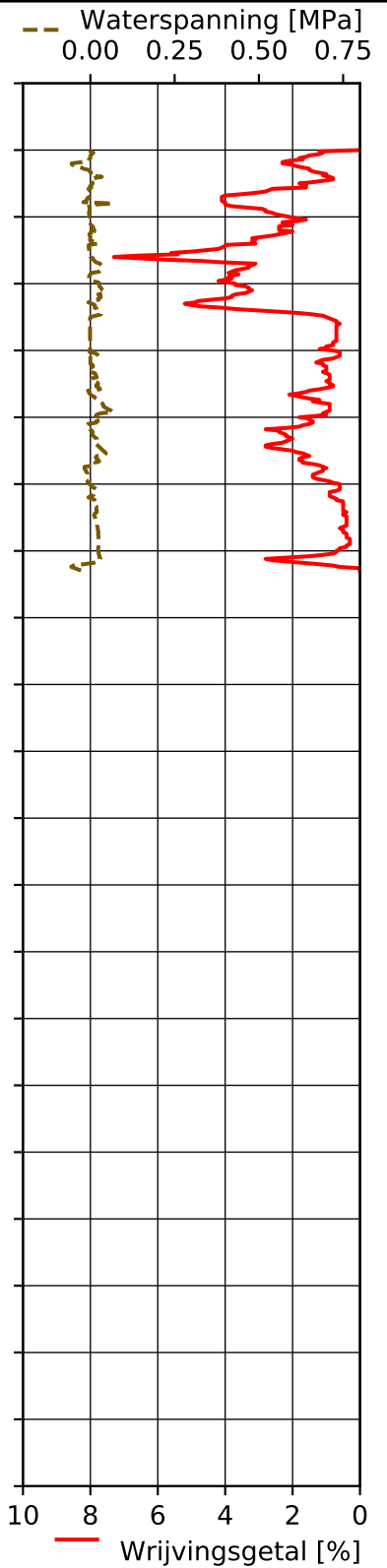
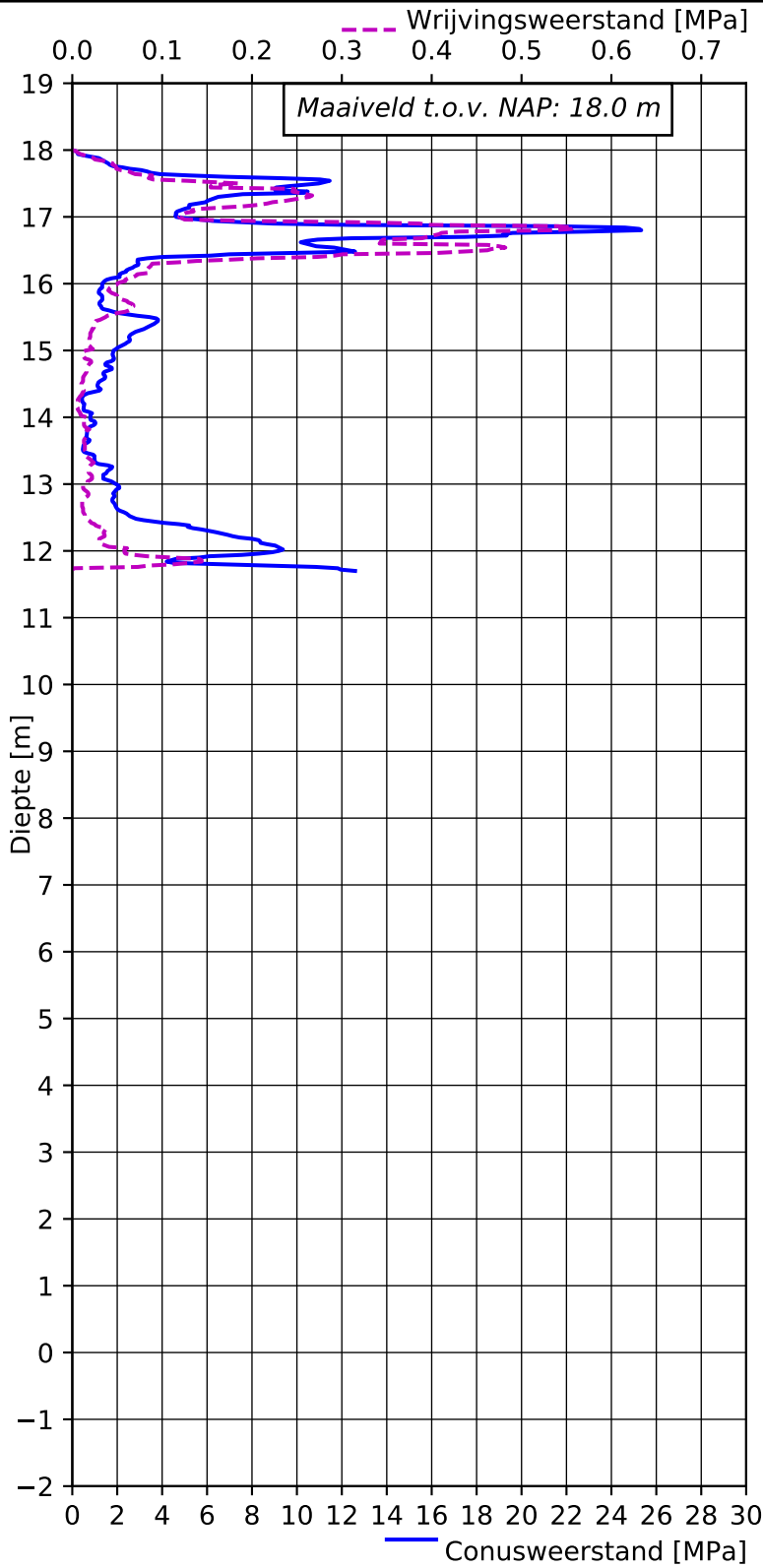
Conustype: P10-CFIIP-10/060087

Norm/Klasse: EN-ISO 22476-1 / Klasse 2

Uitvoerder: uitvoerder onderzoek, wordt niet uitgeleverd

Mantel: 15000.0 mm2 (vierkante millimeter)

Conusopp.: 1000.0 mm2 (vierkante millimeter)



Projectnaam:
Projectnr.: **BRO**

CPT no:
CPT000000155806

x: 196580.0
y: 360127.84

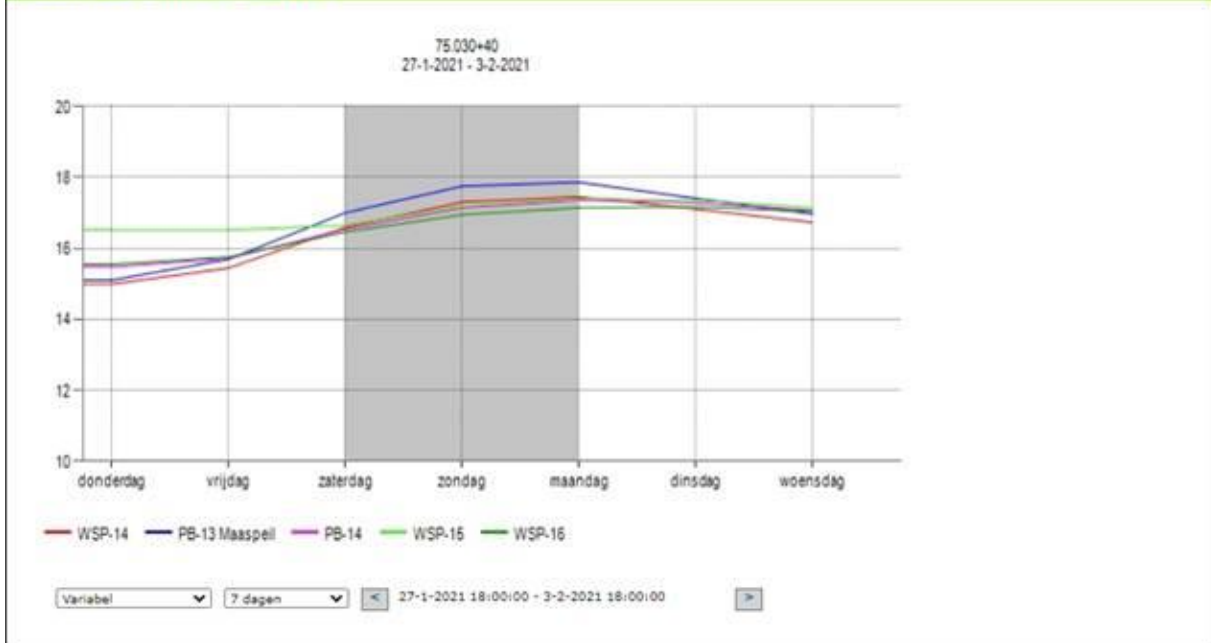
Blad 1/1

Datum: 2021-03-02

Bijlage 4 Grondwaterstanden

WSP-14 Bultenteen	14.331		 Waterschap Peel en Maasvallei	Detailtekening Overzichtsfoto
PB-13 Maaspeil	14.263			
PB-14 Kruin	14.839			
WSP-15 Kruin	16.527			
WSP-16 Binnenteen	14.971			

Grafiek Locatie 75.030+40



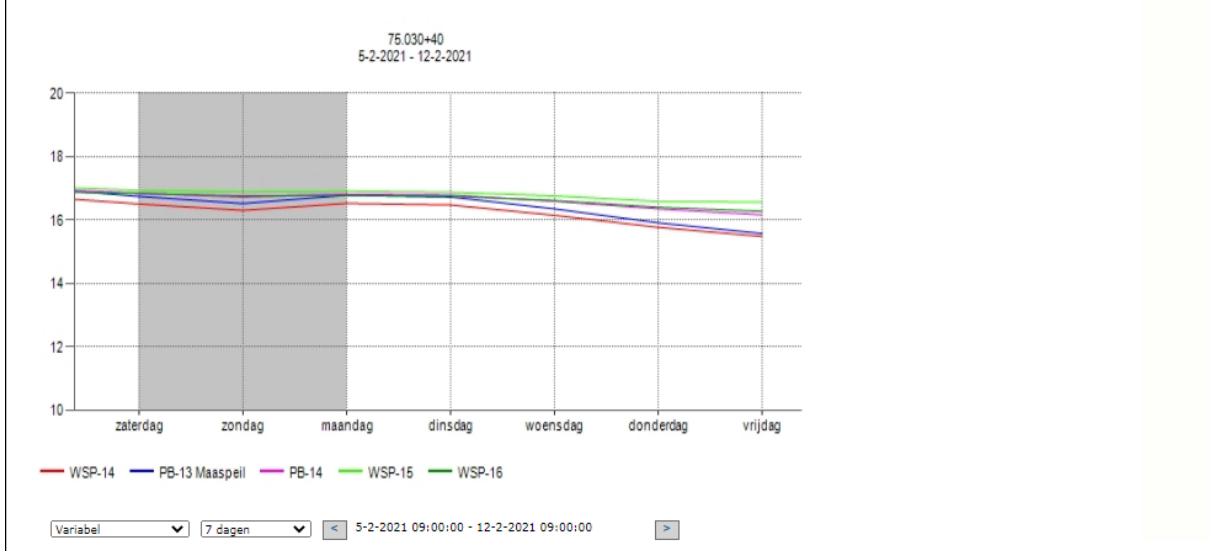
Sensoren	Waardes	Grafieken
WSP-14 Buitenteen	14,385	
PB-13 Maaspeil	14,377	
PB-14 Kruin	14,886	
WSP-15 Kruin	16,528	
WSP-16 Binnenteen	14,999	









[Detailtekening](#)

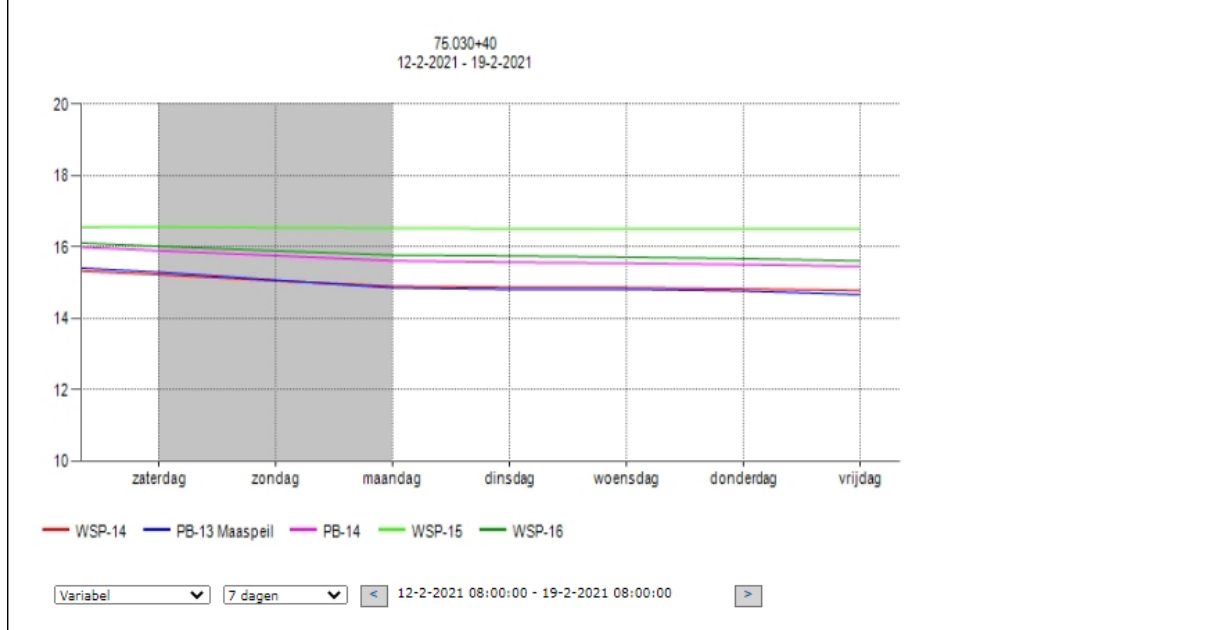
[Overzichtsfoto](#)

Grafiek Locatie 75.030+40



Sensoren	Waardes	Grafieken		
WSP-14 Buitenteen	14,385		Detailtekening	Overzichtsfoto
PB-13 Maaspeil	14,377			
PB-14 Kruin	14,886			
WSP-15 Kruin	16,528			
WSP-16 Binnenteen	14,999			

Grafiek Locatie 75.030+40



Geonius.nl

Geonius is een middelgroot interdisciplinair ingenieursbureau met brede expertise binnen de GWW- en bouwsector. Door onze unieke combinatie van vakkennis op het gebied van wegen, geotechniek, milieu, geodesie, water, ruimtelijke ontwikkeling, landschap, archeologie en ecologie zijn wij goed in staat mee te denken met de klant en projecten zelfstandig uit te voeren. Grenzen tussen de verschillende divisies vervagen, waardoor steeds meer projecten integraal door ons worden uitgevoerd.

Geonius hecht veel waarde aan een informele, positieve bedrijfscultuur, het welzijn van medewerkers en maatschappelijke betrokkenheid.

-  Wegen
-  Geotechniek
-  Milieu
-  Geodesie
-  Water
-  Ruimtelijke ontwikkeling
-  Landschap
-  Archeologie
-  Ecologie