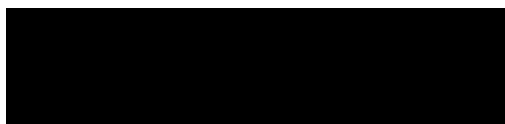


Betreft : Funderingsadvies ten behoeve van
hoogbouwproject RISE
te
ROTTERDAM

Opdrachtgever : Red Company
[REDACTED]
Antoine Platekade 1000
3072 ME ROTTERDAM

Behandeld door :



Kenmerk : R2000582-04-v4

Datum : 27 juli 2023

Inhoudsopgave

	Pagina
1. INLEIDING	4
2. PROJECTBESCHRIJVING	5
2.1 Bouwplan	5
2.2 Uitgangspunten	9
3. GEOTECHNISCHE GEGEVENS.....	12
3.1 Uitgevoerd grondonderzoek.....	12
3.2 Geotechnisch profiel.....	14
3.3 Grondwaterstanden en stijghoogten	15
4. FUNDERINGADVIES.....	17
4.1 Keuze funderingstype, berekeningswijze	17
4.2 Geotechnische uitgangspunten en uitvoeringsrandvoorwaarden	17
4.3 Resultaten paaldrukweerstand.....	20
4.4 Resultaten paaltrekweerstand	22
4.5 Paalkopzakkingen en axiale paalveerstijfheden	23
4.6 Axiale paalveerstijfheid voor kortdurende belastingen (wind)	25
4.7 Horizontaal belaste palen en paalgroepen.....	25
4.8 Invloed op de bestaande palen	26
5. ZETTING DIEPERE GRONDLAGEN (S_2)	27
6. OMGEVINGSBEÏNVLOEDING	42
6.1 Inleiding	42
6.2 Belendingen	43
6.2.1 Algemeen.....	43
6.2.2 Situatie metro specifiek.....	43
6.3 Uitgangspunten	48
6.3.1 Toetsingskader zettingsverhang	48
6.3.2 Constructieve uitgangspunten, palenplan en belastingen	50
6.3.3 Geotechnische uitgangspunten, grondopbouw en parameters.....	53
6.4 Modellen en fasering.....	59
6.5 Resultaten.....	59
6.5.1 Uitwerking zettingswaarden.....	59
6.5.2 Visualisatie en interpretatie resultaten belendingen Stadhuis, politie en metro	60
6.5.3 Visualisatie en interpretatie resultaten belending Pompenburg	72
7. GEOTECHNISCHE RISICO'S FUNDERING.....	78

8. CONCLUSIE	81
--------------------	----

Bijlage A Grondonderzoek

Bijlage B Berekeningsvoorbeelden axiale paalweerstand

Bijlage C Last-zakkingsgedrag

Bijlage D Algemene uitvoeringsrichtlijnen

1. INLEIDING

In opdracht van Red Company is door Mos Grondmechanica B.V. een voorlopig funderingsadvies opgesteld voor het project RISE aan het Hofplein te Rotterdam.

Voor dit project is door Mos Grondmechanica in april 2020 een grondonderzoek uitgevoerd bestaande uit 3 sonderingen. Van de resultaten van dit grondonderzoek is verslag gedaan in rapport R2000582-01, d.d. 11 mei 2020.

In juni en juli 2022 zijn door Geosonda onder opdrachtnummer 2200880 5 sonderingen uitgevoerd.

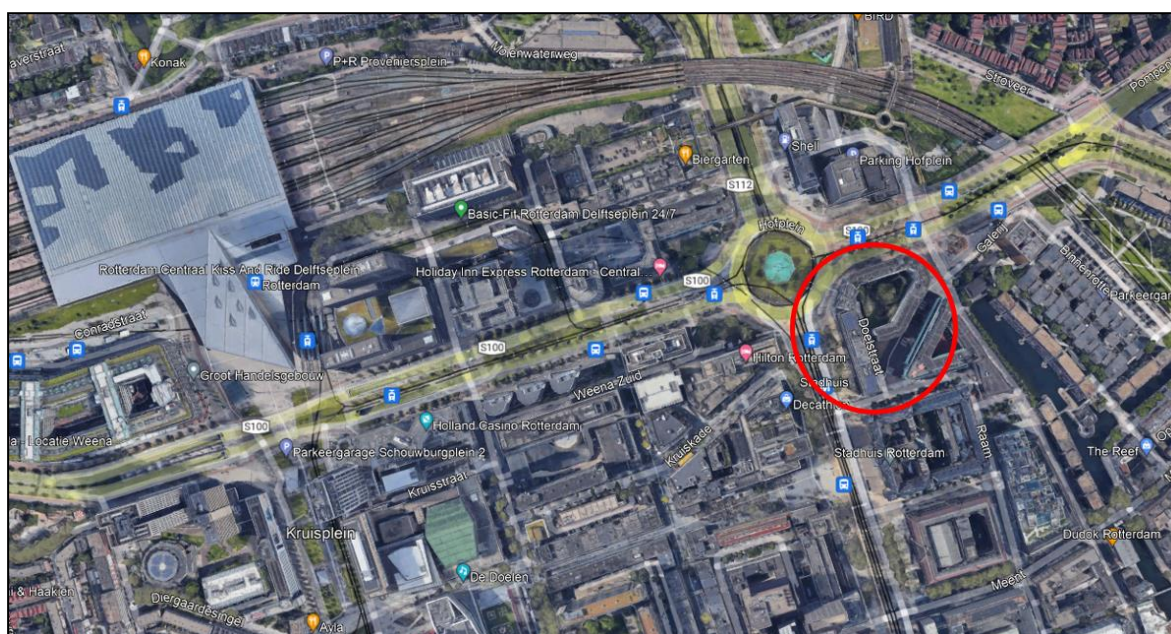
Dit rapport bevat het op de resultaten van het voornoemde grondonderzoek gebaseerde voorlopige funderingsadvies voor de bovengenoemde nieuwbouw.

Onder kenmerk R2000582-04-v3 d.d. 7 september 2022 is eerder een voorlopig funderingsadvies uitgebracht. Het voorliggende rapport bevat de volgende aanvullingen op rapport R2000582-04-v3:

- Twee sonderingen zijn door derden vanaf de reeds verkende einddiepte van NAP - 91 m en NAP -82 m uitgevoerd tot grotere diepte namelijk tot NAP -103 m en NAP -106 m (paragraaf 3.1).
- De zettingsberekeningen ten behoeve van de omgevingsbeïnvloeding zijn opnieuw uitgevoerd in het eindige elementenprogramma Plaxis 3D, waarin de resultaten van de diepe sonderingen zijn betrokken (hoofdstuk 6).

Door Mos Grondmechanica is onder kenmerk R2000582-06-v2 d.d. 11 mei 2023 een damwandadvies opgesteld voor het project RISE aan het Hofplein te Rotterdam, inclusief de bepaling van de omgevingsinvloeden.

Als constructeurs zijn Adviesbureau Tielemans (voor de onderbouw en 2 torens) en Buro Happold (voor de bovenbouw van de hoogste toren) betrokken bij dit project. Als architect is Powerhouse Company betrokken. Als bouwadviseur is DVP betrokken.

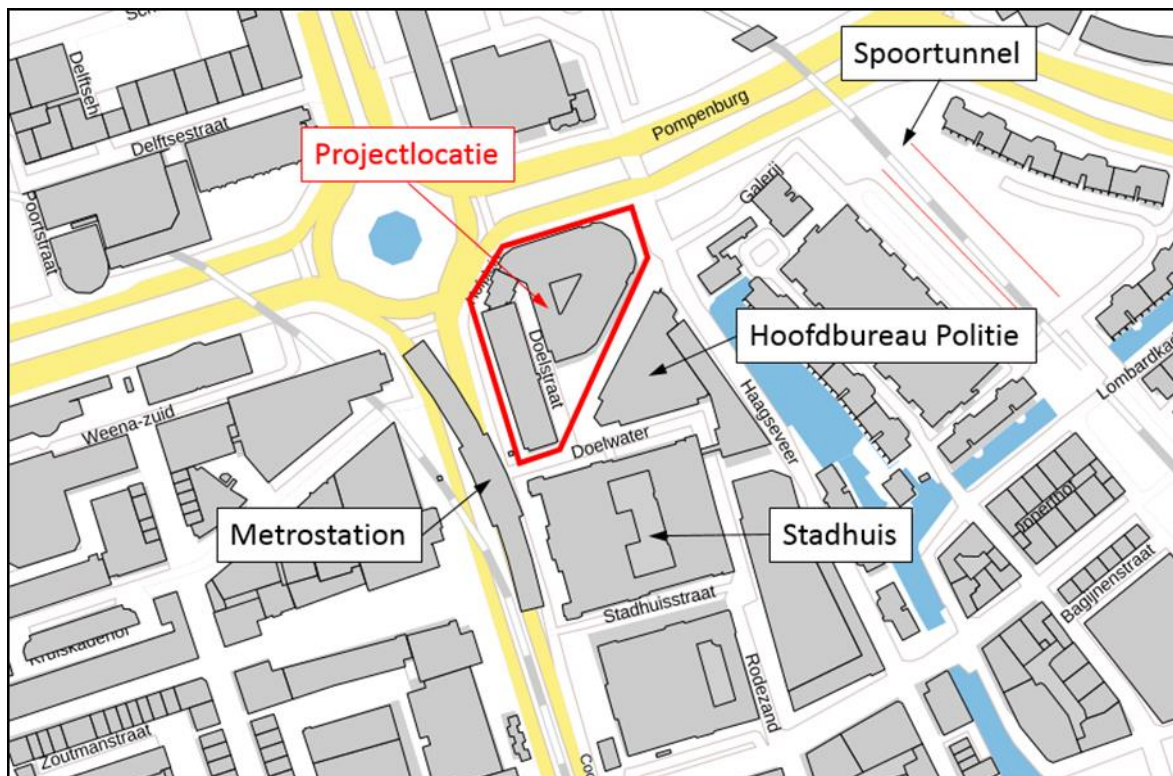


Figuur 1-1: Projectlocatie

2. PROJECTBESCHRIJVING

2.1 Bouwplan

Het project betreft de herontwikkeling van het gebied wat is gelegen aan het Hofplein en wat omsloten wordt door het Hofplein, het Pompenburg, het Doelwater en de Coolingsingel. Op deze locatie bevindt zich momenteel nog bestaande bebouwing aan de Coolingsingel 4-18, het gebouw Hofplein 33 en het woongebouw Pompenburg, zie figuur 2-1.



Figuur 2-1: Projectlocatie met belendingen

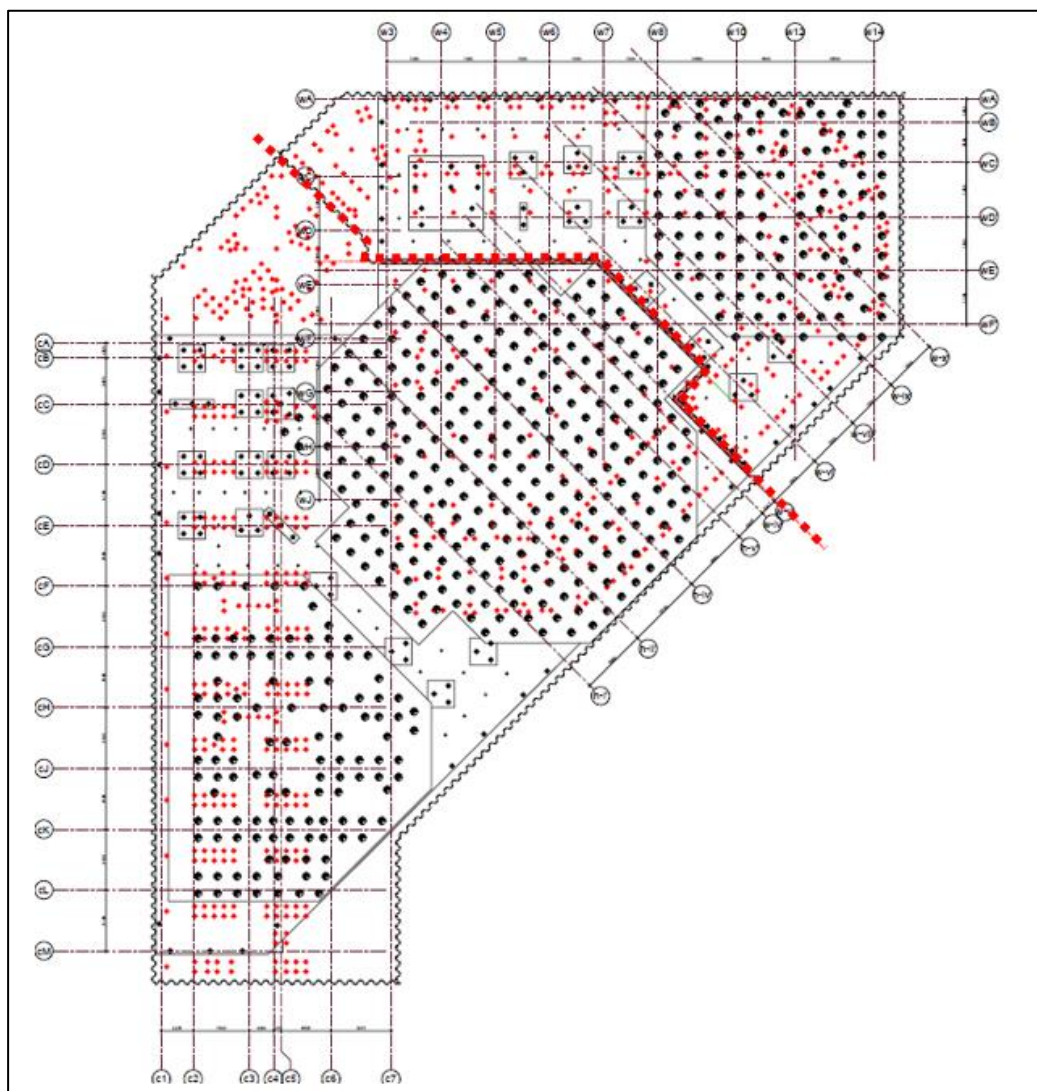
De beoogde ontwikkeling zal bestaan uit een programma van wonen, werken, een hotel, commerciële ruimtes en horeca. Dit programma bestaat uit een plint en onderbouw met daarop drie woontorens van ca. 143 m, ca. 158 m en ca. 275 m hoog, zie figuur 2-2 voor een impressie. Onder het volledige oppervlak van de nieuwbouw is een kelder voorzien die uit 1 en 2 bouwlagen zal bestaan. De afmetingen van de kelder bedragen globaal ca. 150 m x 70 m.

De high rise torens zijn de Coolingseltoren met een hoogte van ca. 143 m aan de zuidwestzijde, de Weenatoren met een hoogte van ca. 158 m aan de noordoostzijde en daartussen de Hofpleintoren met een hoogte van ca. 275 m. Omwille van de bestaande bebouwing en bewoning wordt het nieuwbouwplan in 2 fasen gerealiseerd. Fase 1 omvat de Coolingseltoren met plint en de Hofpleintoren (en vermoedelijk een gering deel van de Weenaplint). Fase 2 omvat de direct aansluitende Weenatoren met plint. De fasering is in figuur 2-3 aangeduid. Ook een eerste opzet van een palenplan voor de Hofpleintoren met daaronder de bestaande paalfundering is hierin eveneens weergegeven. De poer van met name de Hofpleintoren is ten behoeve van de krachtsafdracht aanzienlijk groter dan de bovengrondse nieuwbouw in dwarsdoorsnede. Een aanzet van het palenplan voor de 3 torens is in figuur 2-4 weergegeven.

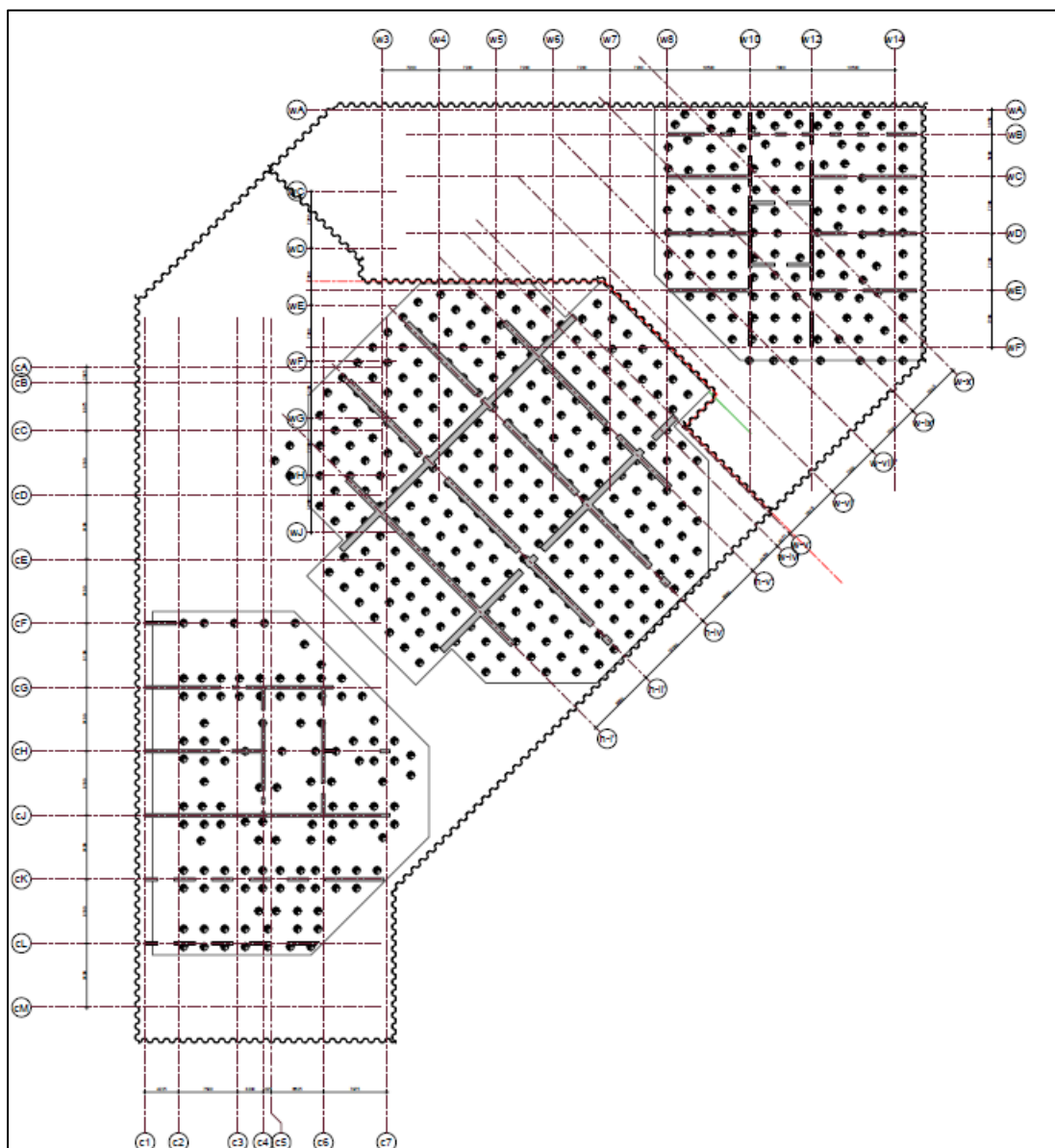
De nieuwbouw van fase 1 zal over het gehele oppervlak worden onderkelderd met 2 kelderlagen. Onder de nieuwbouw van fase 2 zal over het gehele oppervlak 1 kelderlaag worden toegepast.



Figuur 2-2: Impressie bouwplan, gezien vanuit het noordwesten



Figuur 2-3: Fasering bouwkuip en eerste opzet palenplan Hofpleintoren; de rode stippen zijn bestaande funderingselementen



Figuur 2-4: Eerste opzet palenplan torens

Voor de uitvoering van fase 1 zal de bestaande bebouwing VALAD Coolsingel, Hofplein 33 en Havensteder (deels) gesloopt moeten worden. Voor de uitvoering van fase 2 zal de bestaande bebouwing Havensteder verder gesloopt moeten worden. Voorafgaand aan de sloop van de bovenbouw zullen de damwanden en de bemaling aangebracht moeten worden (fase 0) om de sloop mogelijk te maken. Dit is leidend voor de positionering van de damwanden.

De projectlocatie is gelegen midden in het centrum van Rotterdam. In de directe omgeving van de locatie bevinden zich onder andere de volgende belendingen c.q. constructies, zie ook figuur 2-1:

- Stadhuis, bouwjaar 1920, rijksmonument op ca. 15 m afstand; dit is gefundeerd op houten palen (in de top van het Pleistoceen, paalpuntniveaus ca. NAP - 16,5 m à NAP - 19,5 m), een klein gedeelte aan de achterzijde is verdiept. Op de recent verkregen gegevens rust geheimhouding.
- Hoofdbureau van Politie, bouwjaar 1935/1992, op ca. 18,7 m afstand; het oude gedeelte is gefundeerd op houten palen; het deel dat zich het dichtst bij de nieuwbouw bevindt, is gefundeerd

op voorgespannen prefab betonnen palen met een paalpuntniveau variërend van NAP - 18,0 m tot NAP - 22,5 m. De uitbreiding uit 1992 is onderkelderd. Op de recent verkregen gegevens rust geheimhouding.

- Metro station "Stadhuis" en metrobuïs, bouwjaar 1968, op ca. 15 m à 20 m afstand;
- Tramsporen Coolsingel, Hofplein en Pompenburg, op ca. 20 m à 30 m afstand;
- Treinspoor (ingang spoortunnel) op ca. 120 m afstand.

2.2 Uitgangspunten

Uit voorlopige documenten, presentaties, workshops en besprekingen met opdrachtgever, constructeurs, bouwadviseurs en architect zijn de volgende projectgegevens afgeleid:

- Op basis van een in 2020 uitgevoerde haalbaarheidsstudie is besloten om voor de gehele nieuwbouw uit te gaan van Tubex groutinjectiepalen in de diepe zandlaag. Hierbij wordt de grootste beschikbare afmeting van een Tubex groutinjectiepaal, $\varnothing 762/950$ mm, toegepast.
- De constructeurs zijn op basis van eerdere projecten en in aanbouw zijnde torens in Rotterdam bij de conceptuele uitwerking uitgegaan van richtwaarden van de drukweerstand van Tubex groutinjectiepalen van 12,5 MN. De haalbare drukweerstand in de ondergrond is als leidend beschouwd, daarom zijn in eerste instantie geen belastingen in de vorm van paalkopreacties opgegeven.
- De uiterste palen onder de poer van de Hofpleintoren worden op trek belast.
- Horizontale belasting t.g.v. wind is nog niet opgegeven. De invloed van de horizontale belasting zal in de DO-fase nader uitgewerkt worden.
- De bouwkuip wordt uitgevoerd met een ontgraving in den natte en onderwaterbeton. De bouwkuip wordt separaat behandeld.
- Fase 1 wordt voorzien van 2 kelderlagen met aanlegniveau Peil -7,00 m en fase 2 wordt voorzien van 1 kelderlaag met aanlegniveau Peil -3,50 m. Uitgegaan is van de volgende aanlegniveaus op basis van het door de architect vastgesteld Peil en door de constructeur aangereikte gegevens ten aanzien van kelderhoogten en poerdikten, zie ook figuur 2-5:
 - Bouwpeil: Peil = NAP +0,30 m
 - Totale constructiehoogte onderwaterbeton: 1,25 m
 - Fase 1:

Coolsingeltoren

Keldervloer t.o.v. Peil:	Peil -7,00 m
Keldervloer t.o.v. NAP:	NAP -6,70 m
Poerdikte:	2,50 m onder aanlegniveau Peil -7,00 m
Aanlegniveau poer:	NAP -9,20 m
Ontgravingsniveau in den natte:	NAP -10,45 m

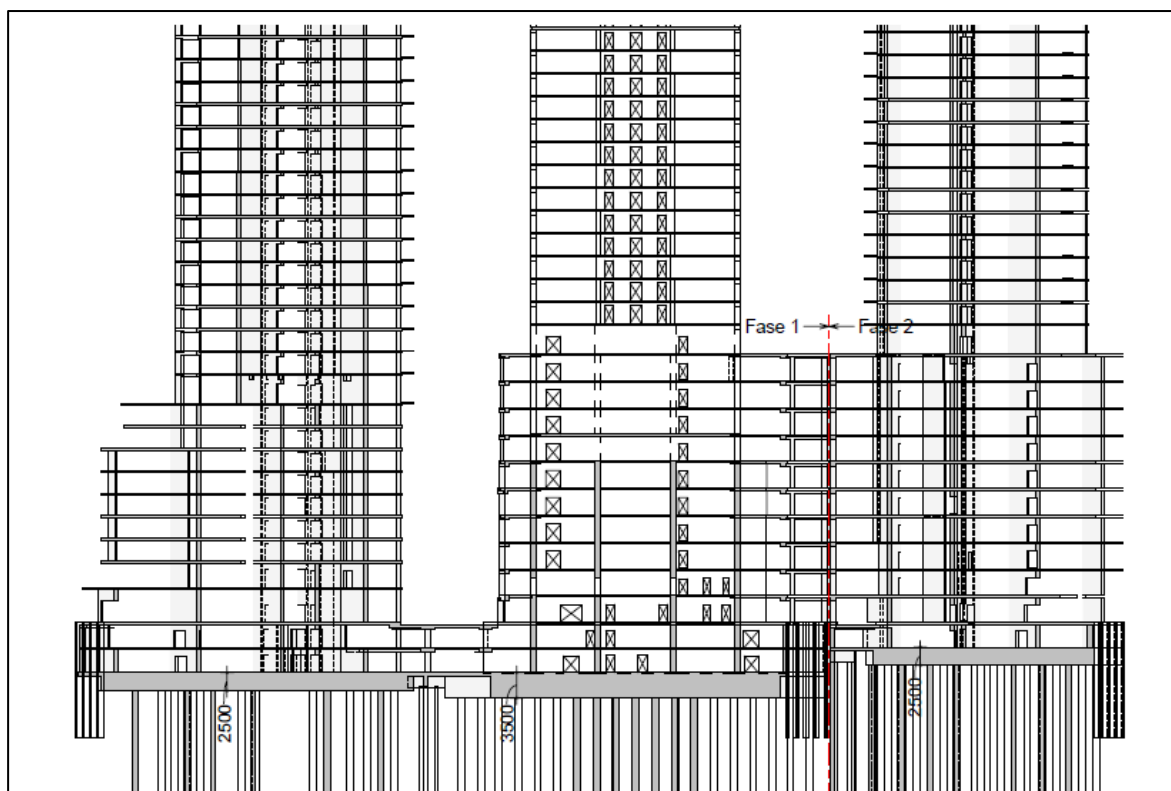
Hofpleintoren

Keldervloer t.o.v. Peil:	Peil -7,00 m
Keldervloer t.o.v. NAP:	NAP -6,70 m
Poerdikte:	3,50 m onder aanlegniveau Peil -7,00 m
Aanlegniveau poer:	NAP -10,20 m
Ontgravingsniveau in den natte:	NAP -11,45 m

- Fase 2:

Weenatoren

Keldervloer t.o.v. Peil:	Peil -3,50 m
Keldervloer t.o.v. NAP:	NAP -3,20 m
Poerdikte:	2,50 m onder aanlegniveau Peil -3,50 m
Aanlegniveau poer:	NAP -5,70 m
Ontgravingsniveau in den natte:	NAP -6,95 m



Figuur 2-5: Doorsnede over plan

Met betrekking tot de bestaande te slopen bebouwing is het volgende afgeleid uit archiefgegevens:

Pompenburg / Havensteder

Dit woongebouw is gefundeerd op Vibropalen met onbekend inheinniveau (in het Pleistoceen). Dit gebouw is niet onderkelderd. Voor de funderingsbalken onder maaiveld wordt een sloopdiepte van 1,0 m aangehouden.

Hofplein 33

Peil bedroeg NAP +0,135 m. De onderzijde van de diepste keldervloer ligt op NAP -3,52 m, de balken zijn te slopen tot NAP -4,0 m.

Valad a/d Coolsingel

Peil bedroeg NAP +0,15 m. Sloopdiepte vloer bedraagt NAP -3,3 m met de onderzijde van de betonbalken onder de kelder op NAP -4,0 m.

Verder zijn de volgende gegevens afgeleid voor de belending metrobus:

Metrobus

Uit diverse gegevens waaronder de ontgravingsdiepte t.b.v. de recent aangelegde nooduitgangen, leiden wij een aanlegniveau voor de tunnelsegmenten van ca. NAP -10,7 m af. De tunnel is opgelegd op houten (oppers)palen.

De fundering is op basis van de projectgegevens ingedeeld in geotechnische categorie 3.

3. GEOTECHNISCHE GEGEVENS

3.1 Uitgevoerd grondonderzoek

Voorafgaand aan het grondonderzoek is in 2020 een plan van aanpak opgesteld waarvan het sondeerplan opgesteld volgens figuur 3-1 onderdeel uitmaakte. De geplande bouwoppervlakken zijn inmiddels marginaal gewijzigd en verschoven. Tevens is de geplande hoogte van de Coolsingeltoren bijgesteld van 100 m naar ca. 150 m.



Figuur 3-1: Sondeerplan uit 2020

Grondonderzoek fase 1

In de periode van 21 april 2020 tot en met 29 april 2020 zijn door Mos Grondmechanica de sonderingen met de nummers 1, 2, en 3 uitgevoerd. Doel was om eerste verkennende sonderingen uit te voeren. De sonderingen zijn conform klasse 2 van NEN-EN-ISO 22476-1 uitgevoerd. De vooraf beoogde sonderdiepte bedroeg 100 m. Sondering 1 is uitgevoerd tot een diepte van 91,2 m (NAP -90 m). Sondering 2 is gestaakt op een diepte van 82,7 m in verband met breuk (NAP -82 m). Ten behoeve van sondering 3 zijn er 2 pogingen gedaan. Sondering 3 is gestaakt op een diepte van 55,2 m vanwege breuk. Sondering 3.1 is gestaakt op een diepte van 61,4 m vanwege breuk.

De sonderingen zijn met een sondeerunit met een drukcapaciteit van 200 kN uitgevoerd. Bij elke sondering is per 20 mm de tijd, de diepte, de conusweerstand (q_c), de plaatselijke wrijving (f_s) en de helling (i) gemeten en als data opgeslagen. Tevens is het berekende wrijvingsgetal gepresenteerd. Bij sondering 3.1 is tevens de waterspanning gemeten.

Op 22 april 2020 zijn 2 handboringen uitgevoerd tot een diepte van 5,0 m. De boringen zijn conform NEN-EN-ISO 22475-1 uitgevoerd en conform NEN 14688-1 in het veld beschreven. Tijdens het boren is grondwater aangetroffen vanaf maaiveld -1,5 meter (HB4) en maaiveld -2,6 meter (HB6).

Het door Mos Grondmechanica uitgevoerde grondonderzoek is gerapporteerd onder kenmerk R2000582-03 d.d. 11-05-2020 en opgenomen in bijlage A.

Grondonderzoek fase 2

Op 3 juni 2022 zijn door Geosonda de sonderingen met de nummers G-02 en G-03 uitgevoerd. Doel was om oriënterende sonderingen uit te voeren tot grotere diepte ter verkenning van de lagen onder de beoogde paalpunt en om met meer sonderingen op andere locaties de ondergrond in het projectgebied buiten de bestaande bebouwing verder te onderzoeken. De vooraf minimaal beoogde sondeerdiepte van de sonderingen G-01, G-02 en G-03 bedroeg 100 m (streefdiepte 110 m). Sondering G-02 is vanwege een combinatie van helling, totaaldruk en doorbuiging gestaakt op een diepte van 89,1 m. Tijdens het uitvoeren van sondering G-03 is ondanks een lagere helling, een lagere totaaldruk en minder doorbuiging een sondeerstang en spoelslang gebroken op een einddiepte van 86,5 meter.

De sonderingen zijn met een sondeerunit met een drukcapaciteit van 200 kN uitgevoerd en met toevoeging van spoelvloeistof boven de sondeerconus ter vermindering van de totale stangenwrijving om zodoende de kans op het behalen van een grote sondeerdiepte te vergroten en de kans op schade te verkleinen.

Vervolgens is een periode genomen om het materieel te herstellen en vervangen en te bezien of met een andere werkmethode de spoelsondering een hogere slagingskans heeft en bezien of het spoelsysteem niet kan worden aangepast om met minder risico t.b.v. de hoogbouw in Rotterdam tot grote diepte te kunnen sonderen.

Op 18 t/m 20 juli 2022 zijn door Geosonda de sonderingen met de nummers G-01, G-04 en G-05 uitgevoerd. De vooraf minimaal beoogde sondeerdiepte van deze sonderingen bedroeg wederom 100 m. De sonderingen zijn ditmaal uitgevoerd met een dikkere stang. Doel was om rondom de bestaande bebouwing en de nieuwbouw een beter (maar nog niet volledig) dekkend sondeerstramien te verkrijgen, bij voorkeur tot grotere diepte. De sonderingen G-01, G-04 en G-05 hebben een diepte bereikt van respectievelijk 74,6 m, 66,8 m en 75,2 m.

Momenteel wordt verder gekeken naar opties om de ondergrond tot 100 m diepte te verkennen met sonderingen. Het gaat daarbij om spoelsonderingen met verzaamd equipment en mogelijk om boorsonderingen. Bij de eventuele boorsondering wordt een locatie buiten het nieuwbouwoppervlak beoogd aangezien de boorbuis grondverwijderend wordt ingebracht, hetgeen mogelijk een blijvend negatief effect heeft op de conusweerstand en daarmee op de metingen van toekomstige ontwerpsonderingen of nasonderingen in de directe nabijheid. Mos Grondmechanica heeft voorts een boring van 100 m diepte met bijbehorend laboratoriumonderzoek aangeboden.

Van de door Geosonda uitgevoerde sonderingen is geen werkverslag aangeleverd; de grafieken en de situatietekening zijn in bijlage A opgenomen.

Grondonderzoek fase 3

Op 25 november 2022 en 2 december 2022 zijn door Inpijn Blokpoel de sonderingen DKM001 en DKM002 uitgevoerd. Deze sonderingen zijn uitgevoerd ter plaatse van de door Mos Grondmechanica in fase 1 (2020) uitgevoerde sonderingen 1 respectievelijk 2, met als bedoeling om door middel van voorboren een diepte te bereiken van tenminste 100 m (streefdiepte 110 m). De sonderingen zijn middels een spoelboring voorgeboord tot maaiveld -85 m voor DKM001 en maaiveld -77 m voor DKM002. Vanuit het boorgat zijn de sonderingen vervolgens uitgevoerd. Sondering DKM001 is gestaakt op 103,2 m diepte (NAP -102 m) en sondering DKM002 is gestaakt op 106,2 m diepte (NAP -106 m), voor beide sonderingen ten gevolge van het bereiken van de maximale totaaldruk in combinatie met een te grote buiging op de sondeerstreng. Na uitvoering van de spoelboringen is het maaiveld rondom de sondeerlocaties verzakt en is op verzoek van de gemeente het straatwerk hersteld. Het werkverslag van deze sonderingen, met kenmerk 22ZP1270-RG-01 d.d. 28 november 2022, verstrekt op 23 januari 2023, is opgenomen in bijlage A.

3.2 Geotechnisch profiel

Het maaiveldniveau ter plaatse van de reeds uitgevoerde sonderingen varieert van NAP -0,20 m tot NAP +0,33 m.

Aan de hand van het uitgevoerde grondonderzoek is het volgende geotechnische profiel opgesteld:

- Vanaf maaiveld tot NAP -1,0 m à NAP -5,0 m is een in dikte en gepaktheid sterk variërende antropogene toplaag aanwezig bestaande uit siltig, plaatselijk kleilig en humeus zand. In het zand zijn conusweerstand (q_c) gemeten van 3 MPa tot 10 MPa met lokaal uitschieters tot boven 20 MPa.
- Vanaf NAP -1,0 m à NAP -5,0 m tot NAP -15,5 m à NAP -17,2 m is een samendrukbaar pakket aanwezig bestaande uit voornamelijk klei en veen; de veenlaag is aanwezig tussen NAP -5,0 m en NAP -9,0 m met een dikte tot ca. 2,8 m. In dit pakket variëren de conusweerstand in het algemeen van 0,3 MPa tot 1,0 MPa.
- Vanaf NAP -15,5 m à NAP -17,2 m tot NAP -34,3 m à NAP -35,3 m is het Pleistocene zandpakket aanwezig. Dit pakket is vast tot zeer vast gepakt met conusweerstand van 10 tot 30 MPa en hoger, echter tussen NAP -18,0 m en NAP -22 m is het zand losgepakt met terugvallen in de conusweerstand tot 2 à 3 MPa en op NAP -29 m is een siltig kleilaagje aanwezig met een conusweerstand van 4 MPa.
- Vanaf NAP -34,3 m à NAP -35,3 m tot aan de maximaal verkende diepte van NAP -90,3 m is de Formatie van Waalre aanwezig. Deze overgeconsolideerde formatie bestaat tot een diepte van NAP -48 m à NAP -50 m hoofdzakelijk uit fijn zand, leem/silt en klei (kleiige eenheid) en bevat soms, zoals op deze locatie, ook veen-lagen. In de cohesieve lagen bedraagt de conusweerstand 3 à 4 MPa. Onder voornoemd niveau van NAP -48 m à NAP -50 m worden tot NAP -58,8 m nog klei- of leemhoudende lagen aangetroffen met een conusweerstand rond 3,5 MPa en een relatief laag wrijvingsgetal. Hieronder tot NAP -69 m wordt een vast gepakt zandpakket aangetroffen met conusweerstand van 10 tot 30 MPa; terugvallen tot 4 à 6 MPa worden veroorzaakt door dunne siltige laagjes. Dit betreft een zandige eenheid van de Formatie van Waalre en de Formatie van Peize. Hieronder tot de maximaal verkende diepte van NAP -90,3 m bevinden zich afwisselend

zandige kleilagen en vast gepakte kleiige zandlagen. Afwisselend zijn dit de tweede kleiige eenheid van de Formatie van Waalre en zandige eenheden van de Formatie van Waalre en Formatie van Peize. Voornoemde tweede kleiige eenheid concentreert zich tussen NAP -69 m en NAP -74 m met in de kleilaagjes conusweerstand van 4 à 5 MPa.

- Onder de maximaal verkende diepte bevindt zich de formatie van Waalre tot vermoedelijk circa NAP -100 m, waaronder de formatie van Maassluis een aanvang neemt. De formatie van Maassluis is sterk zandig met dunne kleiige eenheden.

Tijdens het uitvoeren van handboringen 4 en 6 op 22 april 2020 is grondwater aangetroffen vanaf NAP -2,7 m respectievelijk NAP -1,4 m. Na het plaatsen van peilbuizen in deze boringen na het op diepte komen steeg het grondwater in de buizen op de plaatsingsdatum tot NAP -2,0 m respectievelijk NAP -2,9 m. Dit betreffen momentopnamen.

3.3 Grondwaterstanden en stijghoogten

In het grondwaterarchief van Mos Grondmechanica zijn gegevens van peilbuizen in de omgeving beschikbaar. Ook zijn de gegevens van peilbuizen in de omgeving van het project opgevraagd uit het grondwaterarchief van DinoLoket. Enkele peilbuizen in het grondwaterarchief van DinoLoket zijn nabij de projectlocatie gelegen. Deze peilbuisgegevens bevatten echter enkel data van voor 1993. Om deze reden zijn de peilbuizen uit het archief van Mos Grondmechanica, welke data tot eind 2019 bevatten (project Forum), als maatgevend beschouwd voor de stijghoogte. Gedurende de meetperiode van peilbuis 01-2 is een spanningsbemaling in de omgeving aanwezig. De meetdata voor deze periode is niet in de analyse van de peilbuisdata meegenomen.

Voor het naastgelegen stadskantoor zijn door Mos Grondmechanica de stijghoogte (in twee peilbuizen) en de grondwaterstand (in twee peilbuizen) gemeten tussen april 2012 en september 2013. De grondwaterstand fluctueerde in deze periode tussen NAP -0,5 m en NAP -1,5 m, echter in het algemeen bedroeg de grondwaterstand NAP -1,0 à -1,2 m. De stijghoogte fluctueerde in deze periode tussen NAP -3,5 m en NAP -1,7 m, de stijghoogte werd gedurende de meetperiode beïnvloed door spanningsbemalingen in de omgeving.

In het gemeentenet van Rotterdam zijn freatische peilbuizen nabij de locatie beschikbaar. De meetdata van enkele relevante peilbuizen zijn opgevraagd en verwerkt. In tabel 3-1 is een aantal kenmerken van de peilbuizen aangegeven. Tevens is in deze tabel een aantal statistische grootheden van de gemeten grondwaterstanden opgenomen.

Tabel 3-1: Statistische uitwerking peilbuizen MOS en gemeente in de omgeving van het project

peilbuis	maaveld [m NAP]	filter		statistische eigenschappen			
		van [m NAP]	tot [m NAP]	HG / HS [m NAP]	GHG / GHS [m NAP]	Gemiddelde [m NAP]	GLG / GLS [m NAP]
01-1 (oud)	+0,0	-4,1	-5,1	-0,3	-1,8	-1,9	-2,3
01-2 (oud)	+0,0	-19,0	-20,0	-0,4	-1,2	-1,3	-1,5
01-2	+0,0	n.b.	n.b.	-1,4	-1,8	-2,5	-2,8
03	+0,7	-2,5	-3,5	-0,6	-1,0	-1,1	-1,3
02	-1,1	-4,2	-5,2	-1,2	-2,1	-2,3	-2,4
L3	-0,9	-4,0	-5,0	-2,7	-2,8	-2,9	-3,0
L4	-1,0	-4,0	-5,0	-2,1	-2,6	-2,9	-3,1
L6	-0,8	-3,8	-4,8	-2,3	-2,4	-3,7	-3,9
920	0,06	-2,96	-5,96	-1,85	o.g.	-2,0	o.g.
18	0,37	-1,43	-2,43	-0,76	-0,9	-1,1	-1,3
31	0,10	-2,44	-3,44	-1,15	-1,4	-1,6	-1,7
9	0,45	-1,97	-2,97	-0,62	-0,8	-1,0	-1,2
32	?	?	?	-0,93	-1,1	-1,3	-1,5

o.g. = onvoldoende gegevens

n.b. = niet bekend

HG / HS = hoogst gemeten grondwaterstand / stijghoogte

GHG / GHS = gemiddeld hoogste grondwaterstand / stijghoogte

GLG / GLS = gemiddeld laagste grondwaterstand / stijghoogte

De GHG/GHS en GLG/GHS worden benaderd met de representatieve hoogste grondwaterstand of stijghoogte (RHG/RHS) en representatief laagste (RLG/RLS) grondwaterstand of stijghoogte. De RHG/RHS is de 90 percentielwaarde van de gemeten reeks waterstanden, dit betekent dat 10% van de metingen een hogere waarde heeft dan de RHG/RHS. De representatieve laagste grondwaterstand of stijghoogte (RLG/RLS) is gedefinieerd op de 10 percentielwaarde. Uit de definitie van de representatieve hoogste en de representatieve laagste waterstand valt af te leiden dat deze met een bepaalde frequentie worden over- en onderschreden. Dit betekent dat de GHG/GHS niet als absoluut maximum grondwaterstand/stijghoogte kan worden gehanteerd. En de GLG/GLS kan niet worden gehanteerd als absoluut minimum grondwaterstand/stijghoogte. Ook de hoogst gemeten grondwaterstand/stijghoogte (HG/HS) kan niet worden beschouwd als een absoluut maximum grondwaterstand/stijghoogte. Het is namelijk niet waarschijnlijk dat juist een meting plaatsvindt als de grondwaterstand/stijghoogte op het hoogste niveau staat.

Nabij de projectlocatie is oppervlaktewater gelegen. Volgens het peilbesluit Rotterdam Centrum van het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard bedraagt het peil in dit water NAP -2,4 m.

Op basis van de naburige peilbuizen van het gemeentelijke meetnet wordt de GHG ingeschat op NAP -0,9 m. De GLG bedraagt circa NAP -1,5 m. Dit is dus duidelijk hoger dan het polderpeil.

De GHS en GLS in het Pleistoceen is bepaald op respectievelijk NAP -1,4 m en NAP -2,2 m.

Ter verificatie van de grondwaterstand en de stijghoogte verdient het aanbeveling om peilbuizen te plaatsen met filters in de topzandlaag en tussen circa NAP -18 m en NAP -19 m.

4. FUNDERINGADVIES

4.1 Keuze funderingstype, berekeningswijze

Gelet op de projectgegevens en de opbouw en samenstelling van de ondergrond, kunnen wij vanuit geotechnisch oogpunt instemmen met de keuze voor een fundering op trillingsvrij en grondverdringend in de grond geschroefde Tubex groutinjectiepalen. Dit paaltype is in het verleden meerdere malen op de beoogde diepte, met het gewenste draagvermogen, succesvol toegepast onder hoogbouw in Rotterdam.

De berekeningen van de rekenwaarden van de maximale verticale paaldrukweerstand en paaltrekweerstand zijn uitgevoerd voor Tubex groutinjectiepalen en zijn gebaseerd op de geotechnische norm NEN 9997-1:2017 "Geotechnisch ontwerp van constructies". De berekeningen zijn uitgevoerd in het Mos Palenprogramma v6.2. In verband met de benodigde grote paaldrukweerstand is slechts de grootste beschikbare afmeting van een Tubex groutinjectiepaal, $\varnothing 762/950$ mm, uitgewerkt. De wanddikte van de buizen $\varnothing 762$ mm zal tenminste $t = 8$ mm bedragen. Voor de afmetingen van buis en schroefpunt is overleg gepleegd met de beoogd leverancier.

Voor de berekening van de drukweerstand van de Tubex groutinjectiepalen in de diepe zandlaag zijn tot heden 6 voldoende diepe sonderingen beschikbaar, namelijk de sonderingen (M-0)1, (M-0)2, G-01, G-02, G-03 en G-05. Sondering G-04 reikt tot 1,5 m onder het beoogd paalpuntniveau NAP -65 m en is eveneens conservatief benaderend in de berekeningen betrokken. Voor de berekening van de trekweerstand van de Tubex groutinjectiepalen in de diepe zandlaag zijn tot heden voornoemde 7 voldoende diepe sonderingen beschikbaar.

Na het opstellen van het palenplan door de constructeur zal Mos Grondmechanica het palenplan toepassen in de uitgebreide berekeningen om de paaldrukweerstand te verifiëren. Deze verificatie is nodig omdat de palen tot in de diepe zandlaag worden ingebracht door de kleilagen in de formatie van Waalre. In de berekeningen zal het interactieproces middels de schachtwrijving tussen de ondergrond en de paal worden gemodelleerd.

4.2 Geotechnische uitgangspunten en uitvoeringsrandvoorwaarden

Voor de berekening van de negatieve kleeft en het ontgravingseffect is de grondwaterstand aangenomen op een niveau van NAP -1,5 m.

In de toekomst kunnen zettingen optreden in de samendrukbare lagen van de ondergrond. Deze zettingen leiden tot negatieve kleeft langs de verdiept aangelegde bouwdelen en de funderingspalen. De negatieve kleeft langs de paalschachten is vanaf onderkant poer tot NAP -15,5 m à NAP -17,2 m in rekening gebracht. Voor de verdiepte constructiedelen (kelders en torenpoeren) dient daarnaast negatieve kleeft langs de buitenomtrek in rekening te worden gebracht. De constructeur dient deze negatieve kleeft langs de gehele buitenomtrek van de kelderwand of poer in rekening te brengen als een uitwendige belasting. De rekenwaarde van de negatieve kleeft langs de poerconstructie is berekend uitgaande van een belastingfactor $\gamma_{f,nk} = 1,0$. De rekenwaarde van de negatieve kleeft bedraagt $F_{nk;d} = 125$ kN/m wandomtrek voor fase 1 (negatieve kleeft vanaf maaiveld tot onderzijde constructie op NAP -10,0 m) en $F_{nk;d} = 60$ kN/m wandomtrek voor fase 2 (negatieve kleeft vanaf maaiveld tot onderzijde constructie op NAP -6,0 m).

Bij het berekenen van de schachtwrijving en de puntweerstand is rekening gehouden met een reductie van de vooraf gemeten conusweerstand conform art. 7.6.2.3(k) van NEN 9997-1:2017 (de wortelmethode) voor een uniforme ontgraving tot NAP -10,0 m. Deze reductie voor uniforme ontgraving dekt voor de palen in de diepe zandlaag een reductie voor een lokaal diepere ontgraving tot NAP -11,5 m voor de torenpoer van de Hofpleintoren af.

Voor alle sonderingen blijkt NAP -65 m een geschikt paalpuntniveau. Voor de paalinstallatie wordt een heistelling gebruikt met een hoogte van ca. 50 m. Het betreft de funderingsmachine Fundex F4800 met een maximale boordiepte van 42,5 m. In verband met de grote lengte van de palen onder de torens zullen Tubex-groutinjectiepalen in 2 buissegmenten worden aangebracht waarbij op het onderste / eerste segment de schroefpunt is gelast. Mogelijk moet het laatste buissegment vanwege logistieke redenen in-situ uit delen worden opgebouwd alvorens het in deze stelling kan worden gehesen. Het exacte werkniveau voor het inbrengen van de palen is nog niet bekend maar de installatie zal niet sterk verdiept (kunnen) plaatsvinden. Tijdens het inbrengen van het eerste segment zal vanaf de bovenkant van de Pleistocene zandlaag bentonietvloeistof wordt geïnjecteerd en tijdens het inbrengen van het laatste segment zal grout wordt geïnjecteerd. Het eerste segment zal in eerste instantie tot ca. 1 m boven het werkniveau worden ingebracht; vervolgens wordt, na montage van het laatste segment, onder voortdurende toevoeging van grout verder geboord. Uitgangspunt voor de paalleverancier moet zijn dat de groutinjectie tijdens de installatie van het laatste segment zodanig is dat over het dieptetraject dat tijdens het grouten en inbrengen van het laatste segment wordt doorlopen, tot aan het geadviseerde paalpuntniveau een paalschachtdiameter wordt gevormd die ten minste gelijk is aan de paalpuntdiameter (voor de cohesieve lagen is zekerheidshalve een reductie toegepast, zie hieronder). Dit dieptetraject wordt gelijkgesteld aan de lengte van één buissegment (de extra grouthoogte van 1 m door het boven maaiveld afstellen van het eerste buissegment wordt hierbij voorlopig niet meegenomen). De lengte van het laatste buissegment bedraagt maximaal 42 m. In de geotechnische berekeningen is rekening gehouden met een groutinjectie tijdens het installeren van het laatste segment over een hoogte van 42 m, waarbij de punt wordt weggeschroefd van NAP -23 m naar NAP -65 m. Voor het vaststellen van voornoemde uitvoeringsuitgangspunten is overleg gepleegd met de beoogd paalleverancier met direct relevante ervaring nabij het projectgebied.

Eveneens is in overleg met de leverancier besloten om de palen met een oplanger verdiept weg te zetten. De kop van de palen wordt onder maaiveld afgesloten middels een stalen deksel. Voor het verkrijgen van een goede aansluiting tussen paal en onderwaterbeton wordt de paal voorzien van plaat c.q. rand.

Deze uitvoeringswijze is voor de schachtwrijving als volgt uitgewerkt. Voor de paalschachtdiameter van het bovenste segment met toepassing van bentoniet is uitgegaan van de buisdiameter (conservatief), $\varnothing$ 762 mm, voor de positieve schachtwrijving in het Pleistoceen. In lijn daarmee is dezelfde buisdiameter eveneens voor de negatieve kleeft in het Holoceen aangehouden. Voor de gerealiseerde paalschachtdiameter van het diepste segment met groutinjectie wordt uitgegaan van de schroefpunt diameter, $\varnothing$ 950 mm. Daar waar cohesieve lagen voorkomen in het dieptetraject van het diepste segment is de paaldiameter met 100 mm gereduceerd tot $\varnothing$ 850 mm. Deze reductie van de groutdiameter in cohesieve lagen is toegepast om 2 redenen:

- Het cohesieve materiaal klei / leem is slecht waterdoorlatend en daarmee zijn de poriën minder toegankelijk voor het grout dan in zand.
- Daarnaast is er mogelijk sprake van elastisch gedrag van deze lagen bij het passeren van de schroefpunt, waardoor deze ondanks de groutdruk in het boorgat iets meer terugkomen in de oorspronkelijke positie na het passeren van de schroefpunt.

Onderstaand zijn de gehanteerde paalklassefactoren α_s en de gehanteerde paaldiameter nader toegelicht:

- A. Vanaf het ontgravingsniveau / paalkopniveau tot NAP -15,5 m à NAP -17,2 m, de onderzijde van het Holocene, is negatieve kleef in rekening gebracht. Hier is dus geen positieve schachtwrijving in rekening gebracht. De voor de negatieve kleef aangehouden paaldiameter voor Tubex-groutinjectiepalen bedraagt $\varnothing 762$ mm (de buisdiameter).
- B. Van NAP -15,5 m à NAP -17,2 m tot NAP -23,0 m (het niveau tot waar in plaats van grout een hulpvloeistof wordt toegepast) is voor Tubex-groutinjectiepalen $\alpha_s = 0,004$ aangehouden. Over dit traject wordt de paal initieel met bentoniet injectie gemaakt. Met het boren van het 2^e segment wordt groutinjectie toegepast. Deze groutinjectie verdringt het toegepaste bentoniet. Er bestaat echter de mogelijkheid dat over dit traject een bentonietschil kan resteren, hiermee ontstaat er een onzekerheid over de kwaliteit van de groutinjectie over dit traject. Er is derhalve gerekend met een conservatieve waarde voor α_s ter grootte van 0,004. Voor de berekening van de positieve schachtwrijving over dit traject dient onzes inziens te worden gerekend met de zekere diameter van de stalen buis. In het gehanteerde rekenprogramma is het echter (nog) niet mogelijk om voor de positieve schachtwrijving in de zandlagen met verschillende paaldiameters en paalklassefactoren α_s te rekenen. Het programma rekent voor de positieve schachtwrijving met een paaldiameter van $\varnothing 950$ mm en een paalklassefactor α_s van 0,009. Door de maximaal te mobiliseren schachtwrijving met 64% te reduceren (van 100% naar 36%) wordt de kleinere paaldiameter van $\varnothing 762$ mm (reductiefactor 762/950) en de lagere paalklassefactor $\alpha_s = 0,004$ (reductiefactor 4/9) verdisconteerd.
- C. Vanaf NAP -23,0 m tot aan het paalpuntniveau is voor Tubex-groutinjectiepalen conform NEN9997-1:2017 tabel 7.c $\alpha_s = 0,009$ in zand aangehouden. De waarde $\alpha_s = 0,009$ is van toepassing voor in de grond gevormde geschroefde systemen met toepassing van groutinjectie waarbij de paal tijdens het aanbrengen niet op en neer wordt gehaald. In de klei- en leemlagen in de formatie van Waalre wordt een waarde voor α_s aangehouden welke bepaald is conform tabel 7.d. van NEN 9997-1:2017. Op basis van de classificatie volgens Robertson is per sondering en grondsoort de te hanteren waarde voor α_s bepaald waarbij een waarde van 0,025 als bovengrens is aangehouden.

Na overleg met de beoogde paalleverancier is vanwege de dichtheid van de bestaande palen en de te verwachten obstakels in de ondergrond conservatief afgeweken van de uitgangspunten onder bovenvermeld traject B. Het gaat bij de obstakels om de bestaande palen (de exacte diepte is overigens niet bekend) of andere objecten; denk hierbij aan tijdens het heien van Vibropalen dieper weggeslagen of tijdens de nieuwe paalinstallatie dieper weggeschroefde stukken hout of ook steen. De wijziging in de berekening houdt in dat de schachtwrijving vanaf NAP -15,5 à -17,2 m tot NAP -23,0 m niet langer is verdisconteerd. Hiermee worden twee te voorziene maatregelen ingecalculeerd:

1. Het voorboren tot NAP -23 m voor obstakels. Bij een naburig project is het de ervaring dat regelmatig moet worden voorgeboord. De uitvoerende partij adviseert bij het onderhavig project hier voor alle palen rekening mee te houden.

2. Het opnieuw richten (trekken en opnieuw inbrengen) van het eerste segment indien een bestaande paal of een ander obstakel wordt geraakt, waarbij het eerste segment tot maximaal NAP -23 m heeft bereikt.

Feitelijk wordt daarmee alleen schachtwrijving berekend over het traject (C) waarover grout wordt geïnjecteerd, van NAP -23 m tot NAP -65 m. In de berekening van de paaltrekweerstand is dit uitgangspunt eveneens aangehouden. Voor de paaltrekweerstand is vanaf NAP -23,0 m tot aan het paalpuntniveau NAP -65 m voor Tubex-groutinjectiepalen gerekend met de waarde van $\alpha_s = 0,009$ uit NEN9997-1:2017 tabel 7.c.

De maximum puntweerstand voor de paaldrukweerstand zijn voor Tubex-groutinjectiepalen berekend met een paalklassefactor $\alpha_p = 0,63$; voor de overige paalfactoren geldt: $\beta = s = 1,0$.

4.3 Resultaten paaldrukweerstand

De rekenwaarden van de netto paaldrukweerstand zijn berekend conform NEN 9997-1:2017, gebruik makend van de volgende factoren: correlatiefactoren $\xi_3 = 1,17$, $\xi_4 = 0,93$ (6 voldoende diepe sonderingen, stijf bouwwerk), $\gamma_t (= \gamma_b = \gamma_{s;c}) = 1,20$, $\gamma_{f;nk} = 1,00$.

De statistische analyse voor het op basis van de tot nu toe beschikbare sonderingen geadviseerde paalpuntniveau NAP -65,0 m is hieronder weergegeven in tabel 4-1.

Tabel 4-1: Analyse van de rekenwaarden voor de netto paaldrukweerstand per sondering (gemiddeld, minimum en variatiecoëfficiënt) voor paalpuntniveau NAP -65 m

Tubex-groutinjectiepaal							
$\varnothing b = 762$, $\varnothing p = 950$							
Sondering				Netto weerstand		Bruto weerstand t.b.v. bepaling variatiecoëff.	
	$F_{nk;rep}$ [kN/m]	$q_{s;cal;max}$ [kN/m]	$q_{b;max}$ [MPa]	$R_{c;net;gem;d}$ [kN]	$R_{c;net;min;d}$ [kN]	$R_{c;gem;d}$ [kN]	$R_{c;min;d}$ [kN]
G-01	44	4305	8,59	13217	16656	13324	16762
G-02	33	4304	5,50	11673	14706	11751	14784
G-03	32	4246	7,56	12601	15873	12678	15950
G-04	23	4578	5,50 ¹⁾	11863 ¹⁾	14939 ¹⁾	11918 ¹⁾	14994 ¹⁾
G-05	23	4609	7,75	13509	17009	13563	17064
M-1	36	4364	5,76	11904	14999	11990	15085
M-2	30	4559	7,89	13396	16872	13468	16944
$R_{c;net;gem;d_xi3}$ [kN]				12595		12670	
Variatiecoëfficiënt =						6,2%	
$R_{c;net;min;d_xi4}$ [kN]					14706		14784
$R_{c;net;d} = \text{Min} \{R_{c;net;gem;d_xi3}; R_{c;net;min;d_xi4}\} = \text{Min} \{12595; 14706\} = 12595 \text{ kN}$							

- 1) Via een schatting van de puntweerstand is sondering G04, die tot ca. 1,5 m onder het geadviseerd paalpuntniveau reikt, ook in de beschouwing betrokken om op die manier zoveel mogelijk informatie te gebruiken en zekerheid te verkrijgen. De schachtwrijving is berekend op basis van een kleinere (in het Mos Palenprogramma in te voeren) paaldiameter en de voor de puntweerstand is (met het oog op de conusweerstand rond het paalpuntniveau conservatief) de laagste waarde van de overige sonderingen aangehouden.

Dit geeft de volgende rekenwaarde voor de netto paaldrukweerstand:

Tabel 4-2: Voorlopige rekenwaarde voor de netto paaldrukweerstand

Tubex groutinjectiepalen Ø 762/950 mm		
Sonderingen	Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP	$R_{c;net;d}$ [kN]
1, 2, G-01 t/m G-05	-65,0	12.595

$R_{c;net;d}$ is de rekenwaarde van de netto paaldrukweerstand, *na aftrek van de negatieve kleef langs de paalschacht*, maar exclusief de negatieve kleef langs de buitenwand van de funderingspoer.

Let op: Voor buitenzijde van de funderingspoeromtrek dient vanaf maaiveld tot onderkant kelderwand + funderingsvloer/poer negatieve kleef in rekening te worden gebracht. De constructeur dient deze negatieve kleef langs de gehele buitenomtrek van de kelderconstructie in rekening te brengen als een uitwendige belasting. De grootte van de representatieve waarde van de negatieve kleef langs de buitenzijde van de kelder onder de nieuwbouw bedraagt $F_{nk;k} = F_{nk;d} = 125$ kN/m kelderomtrek voor fase 1 en $F_{nk;k} = F_{nk;d} = 60$ kN/m kelderomtrek voor fase 2.

De vermelde rekenwaarde van de netto paaldrukweerstand ($R_{c;net;d}$) betreft de rekenwaarde van de maximale paaldrukweerstand die door de paal op paalkopniveau aan de funderingsgrondslag kan worden ontleend. De constructieve sterkte moet separaat worden beoordeeld door de constructeur. Benadrukt wordt dat bij de vermelde waarde van de geotechnische drukweerstand dit een beperking kan vormen die mede afhankelijk is van de totale krachtswerking onder trek en horizontale paalkopbelasting.

Een berekeningsvoorbeeld voor het paalpuntniveau NAP -65 m en een bijbehorend overzicht van de grondlagen met de per grondlaag aangehouden waarde van α_s zijn opgenomen als bijlage.

Incidenteel zal tijdens de uitvoering mogelijk dieper geboord moeten worden omdat lokaal obstakels vermoedelijk tot grotere diepte aanwezig zijn. Op basis van ervaring schat de uitvoerende partij hiervoor een niveau van NAP -25 m in. Daarvoor is een risicoberekening gemaakt met voorboren tot NAP -25 m, waarbij de schachtwrijving tussen NAP -23 m en NAP -25 m is verwaarloosd. Dit reduceert de paaldrukweerstand (lokaal) tot ca. 12.000 kN.

4.4 Resultaten paaltrekweerstand

De rekenwaarden van de netto paaltrekweerstand zijn berekend conform NEN 9997-1:2017, gebruik makend van de volgende factoren: correlatiefactoren $\xi_3 = 1,17$, $\xi_4 = 0,93$ (7 voldoende diepe sonderingen, echter vooralsnog gelijk gehouden aan de correlatiefactoren voor de paaldrukweerstand waarvoor 6 sonderingen voldoende diep zijn, stijf bouwwerk), $\gamma_{s,t} = 1,35$, $\gamma_{m,var;q_c} = 1,50$ en $\gamma_\gamma = 1,1$.

De op basis van de tot nu toe beschikbare sonderingen berekende paaltrekweerstand van een alleenstaande trekpaal met het geadviseerde paalpuntniveau NAP -65,0 m zijn hieronder weergegeven in tabel 4-3; per sondering is weergegeven de maximale schachtwrijving (voor een alleenstaande trekpaal), de rekenwaarde van het effectief paalgewicht, de rekenwaarde van de trekweerstand op basis van schachtwrijving, de rekenwaarde van de trekweerstand op basis van kluitgewicht en de resulterende minimale rekenwaarde van de paaltrekweerstand.

Door het ontbreken van de paalpuntbijdrage is de variatie op basis van de sonderingen kleiner dan bij de paaldrukweerstand; voorts neemt, naarmate het stramien nauwer wordt, de variatie verder af doordat trekweerstand steeds meer wordt gelimiteerd door de grondkluit (de variatie in korrelspanningen is iets kleiner dan de variatie in conusweerstand) en door de constante bijdrage van het eigen paalgewicht dat bij een kleiner stramien een relatief groter aandeel vormt.

De paaltrekweerstand voor palen in een groep van trekpalen na middeling over de sonderingen zijn weergegeven in tabel 4-4.

Tabel 4-3: *Rekenwaarden voor de netto paaltrekweerstand per sondering voor paalpuntniveau NAP -65 m; alleenstaande trekpaal*

Tubex groutinjectiepalen Ø 762/950 mm					
Alleenstaande trekpaal					
Sondering Nr	$q_{s,cal;max}$ [kN/m]	$G'_{stb;paal;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;\alpha;t;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax;d}$ [kN]	$R_{c;d;trek}$ [kN]
G-01	3886	422	5317	421330	5317
G-02	3890	422	5321	391728	5321
G-03	3839	422	5258	404377	5258
G-04	4067	422	5546	417293	5546
G-05	4245	422	5769	394664	5769
M-1	3885	422	5316	423090	5316
M-2	4007	422	5470	423468	5470
<i>Gemiddelde</i>	<i>3974</i>	<i>422</i>	<i>5428</i>	<i>410850</i>	5428
<i>Variatiecoëfficiënt</i>	<i>3,6%</i>	<i>0,0%</i>	<i>3,3%</i>	<i>3,3%</i>	<i>3,3%</i>

Tabel 4-4: Rekenwaarden voor de netto paaltrekweerstand per sondering voor paalpuntniveau NAP -65 m; groep van trekpalen

Tubex groutinjectiepalen Ø 762/950 mm	
Groep van trekpalen	
Configuratie paalgroep / h.o.h. afstand	$R_{c;d;trek}$ [kN]
middenpaal 2,70 m	2.710
randpaal 2,70 m	3.210
hoekpaal 2,70 m	3.890
middenpaal 2,35 m	2.220
randpaal 2,35 m	2.790
hoekpaal 2,35 m	3.590

Het groepseffect bij een paalstramien van 2,35 is berekend om de afname van de paaltrekweerstand inzichtelijk te maken. Dit stramien is niet aan te raden omdat het verdringingspercentage boven de 10% komt (zie tabel 4-5).

Tabel 4-5: Verdringingspercentage paalgroepen

H.o.h. afstand [m]	Paalschachtoppervlak [m ²]	Stramienoppervlak [m ²]	Verdringingspercentage
2,35	0,71	5,52	12,84%
2,70	0,71	7,29	9,72%

De vermelde rekenwaarden van de netto paaltrekweerstand ($R_{c;net;d}$) betreffen de rekenwaarden van de maximale paaldrukweerstand die door de paal op paalkopniveau aan de funderingsgrondslag kan worden ontleend. De constructieve sterkte moet separaat worden beoordeeld door de constructeur.

Een berekeningsvoorbeeld voor het paalpuntniveau NAP -65 m is opgenomen als bijlage.

4.5 Paalkopzakkingen en axiale paalveerstijfheden

De zettingen van palen op paalkopniveau zijn opgebouwd uit de elastische verkorting van de palen, de zakking van de paalpunt als gevolg van de belasting op de paal en de samendrukking van de grondlagen onder het paalpuntniveau. Er geldt:

$$S_k = S_{1;k} + S_{2;k}$$

waarin: $s_{1;k}$ = de zakking van de paalkop van een alleenstaande paal;
 $s_{2;k}$ = de zakking door samendrukking van de beneden $4D_{eq;punt}$ onder het paalpuntniveau aanwezige samendrukbare lagen in geval van een groep palen met h.o.h. afstanden kleiner dan $10 \times \varnothing_{punt}$.

$$s_{1;k} = s_{punt;k} + s_{el;k}$$

waarin: $s_{punt;k}$ = zakking van de paalpunt als gevolg van de belasting op de paal;
 $s_{el;k}$ = zakking door elastische verkorting van de paal.

Voor Tubex groutinjectiepalen, $\varnothing_{buis} \times t / \varnothing_{punt} = 762 \times 8,0 / 950$ mm bedragen de maximale paalkopzakkingen $s_{1;k}$ in de bruikbaarheidsgrenstoestand (bij de maximale karakteristieke paalbelasting ter grootte van 75% van de rekenwaarde van de drukweerstand) 25 tot 30 mm. De berekening is opgenomen als bijlage. Afhankelijk van de opbouw van de ondergrond en de gekozen paalafmetingen bedragen de maximale zettingsverschillen vanuit de zetting $s_{1;k}$, uitgaande van praktisch gelijke paalbelastingen, 10 tot 20 mm.

Voor langdurig aanwezige (permanente) belastingen kan een karakteristieke verticale veerstijfheid worden aangehouden ter grootte van de in tabel 4-6 vermelde waarden.

Tabel 4-6: Voorlopige karakteristieke waarden voor de zakking $s_{1;k}$ en de veerstijfheid $k_{v;langd;k}$

Tubex groutinjectiepalen $\varnothing_{buis} \times t / \varnothing_{punt} = 762 \times 8,0 / 950$ mm		
Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP	$s_{1;k}$ [mm]	$k_{v;langd;k}$ [MN/m]
-65,0	25 à 30	Ca. 360

In verband met onzekerheden, waaronder variaties in de funderingsgrondslag adviseren wij rekening te houden met hoge respectievelijk lage waarden van de veerstijfheden welke uit voornoemde veerstijfheid kunnen worden bepaald door vermenigvuldiging, respectievelijk door deling van voornoemde veerstijfheid door een onzekerheidsfactor ter grootte van $\sqrt{2}$.

De veerstijfheden in de uiterste grenstoestand worden verkregen door voornoemde veerstijfheden te delen door een factor ter grootte van 1,3.

Let wel: Voornoemde zettingen zijn exclusief de zettingen $s_{2;k}$ door samendrukking van de beneden het paalpuntniveau aanwezige samendrukbare grondlagen. Omdat een dichte paalgroep met hoge belastingen wordt toegepast moet tevens rekening worden gehouden met een geleidelijk vertraagd tot stand komende additionele zetting $s_{2;k}$. De berekening hiervan is in hoofdstuk 5 uitgevoerd op basis van de karakteristieke langdurige vlakbelastingen.

4.6 Axiale paalveerstijfheid voor kortdurende belastingen (wind)

De veerstijfheid is tevens voor kortdurende (wind)belastingen bepaald voor Tubex groutinjectiepalen, $\varnothing_{\text{buis}} \times t / \varnothing_{\text{punt}} = 762 \times 8,0 / 950$ mm. Het aandeel van de wind in de totale karakteristieke belasting is, op basis van eerdere soortgelijke door Mos Grondmechanica geadviseerde hoogbouwtorens in Rotterdam, vooralsnog aangehouden op 20%. Afhankelijk van de slankheid, vloerdiktes en de verdeling van de gewichten kan dit percentage in een later stadium nog worden aangepast door de constructeur en kan met behulp van de opgave van de paalbelasting op basis van de daadwerkelijke windbelasting een aanvullende berekening worden gemaakt.

De axiale veerstijfheden voor palen met kortdurende belastingen zullen vermoedelijk met name de palen betreffen langs de buitenzijde van de toren (buiten de kern); in dat geval gelden de waarden voor de karakteristieke veerstijfheden zoals vermeld in tabel 4-7.

Tabel 4-7: Voorlopige karakteristieke waarden voor $k_{v;\text{langd};k}$ en $k_{v;\text{kortd};k}$ voor palen met significant aandeel windbelasting (20%)

Tubex groutinjectiepalen $\varnothing_{\text{buis}} \times t / \varnothing_{\text{punt}} = 762 \times 8,0 / 950$ mm		
Paalpuntniveau in m t.o.v. NAP	$k_{v;\text{langd};k}$ ¹⁾ [MN/m]	$k_{v;\text{kortd};k}$ ²⁾ [MN/m]
-65,0	Ca. 375	Ca. 550

¹⁾ Betreft de statische veerstijfheid voor de maximale statische paaldrukbelasting (dus exclusief windbelasting). Deze iets hogere waarde (hoger dan vermeld in tabel 4-6) is het gevolg van de lagere maximale statische belasting (geen 100% maar slechts circa 80% van de karakteristieke paalkopbelasting).

²⁾ Betreft de dynamische veerstijfheid voor de kortdurende additionele paaldrukbelasting door wind.

In verband met onzekerheden, waaronder variaties in de funderingsgrondslag adviseren wij rekening te houden met hoge respectievelijk lage waarden van de veerstijfheden welke uit voornoemde veerstijfheid kunnen worden bepaald door vermenigvuldiging, respectievelijk door deling van voornoemde veerstijfheid door een onzekerheidsfactor ter grootte van $\sqrt{2}$.

De veerstijfheden in de uiterste grenstoestand worden verkregen door voornoemde veerstijfheden te delen door een factor ter grootte van 1,3.

4.7 Horizontaal belaste palen en paalgroepen

Op het moment dat de paalkopreacties vanuit horizontale (wind)belastingen bekend zijn, zullen de krachtswerking en de deformatie van de palen onder invloed van deze belastingen worden onderzocht.

Het axiale en horizontale deformatiegedrag van palen onder dynamische condities zal in een later stadium verder te worden geanalyseerd in het programma D-Pile Group.

4.8 Invloed op de bestaande palen

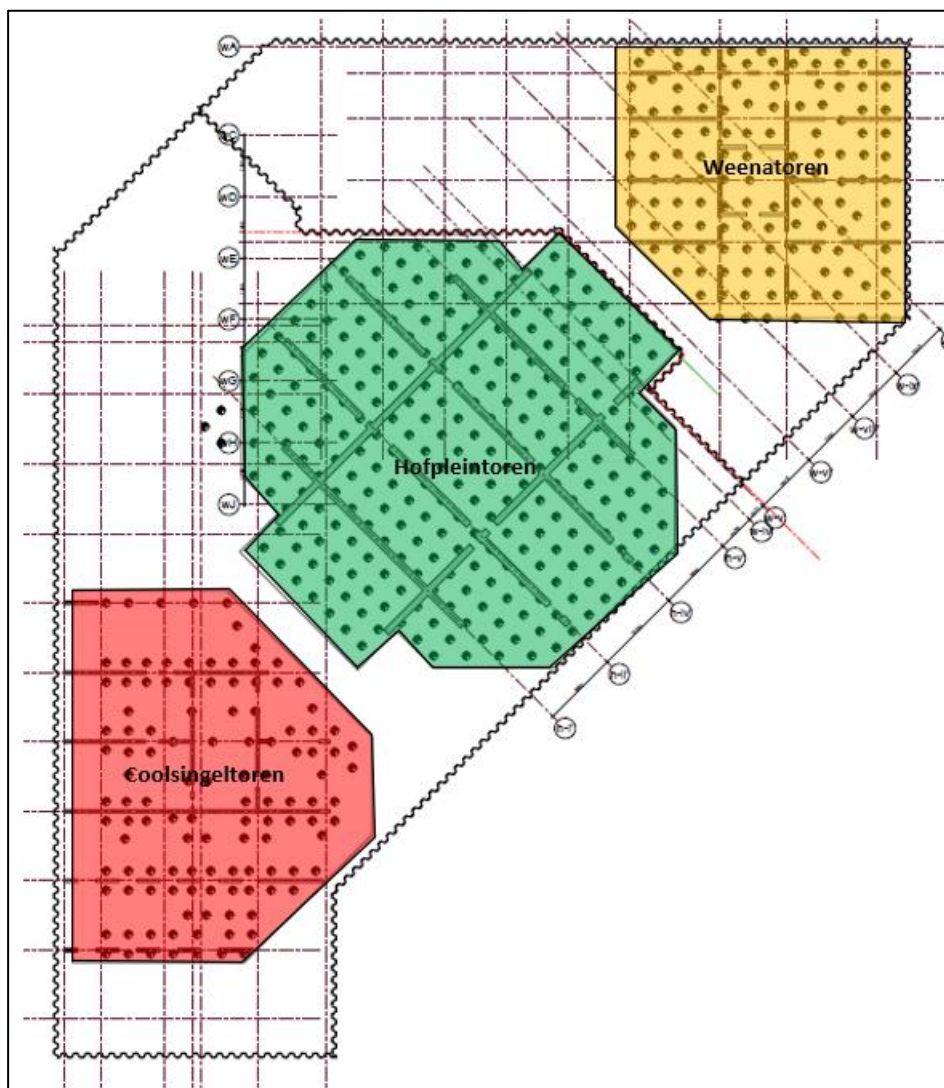
Voor de bepaling van de minimale paalafstand hart op hart ten opzichte van de bestaande belaste funderingen kan een h.o.h. afstand van $3,0 \times D_b + 3,0 \times D_n$ worden gehanteerd (D_b = diameter bestaande paal, D_n = diameter nieuwe paal). Uitgangspunt hierbij is dat de nieuw in te brengen paal het (grondmechanisch) draagvermogen van de palen van de belending niet mag ondermijnen. Voor fase 1 betreft dit het gedeelte van Havensteder dat in fase 2 wordt gesloopt. Voor fase 2 betreft dit de gerealiseerde nieuwbouw van fase 1.

5. ZETTING DIEPERE GRONDLAGEN (S_2)

Noot: Dit hoofdstuk is integraal overgenomen uit rapport R2000582-04-v3 d.d. 7 september 2022, het betreft een zettingsberekening met de toentertijd bekende uitgangspunten en het op dat moment beschikbare grondonderzoek. De constructeur heeft op 13 juni 2023 een overzicht aangeleverd van de gemiddelde belastingdruk per bouwdeel, met daarbij vermeld dat deze waarden zijn samengesteld vanuit het constructief ontwerp van september 2022. Mos Grondmechanica had op dat moment al berekeningen uitgevoerd in het programma Plaxis 3D met belastingen per paal, door de constructeur aangeleverd op 10 februari 2023. De kwaliteit en representativiteit van deze berekeningen in Plaxis 3D met belastingen per paal is van een zodanig hoger niveau dan de berekeningen met belastingvlakken, dat Mos Grondmechanica heeft aangegeven niet terug te zullen gaan naar berekeningen met vlaklasten. Om die reden zijn de onderstaand weergegeven berekeningsresultaten vanuit DSettlement niet geactualiseerd voor de gewijzigde vlakbelastingen. Voor de schotelwerking van de nieuwbouw zelf blijven onderstaande voorlopige resultaten vanuit DSettlement van toepassing. Deze resultaten zijn conservatief voor de nieuwbouw omdat de stijfheid van zowel de betonfundering en bovenbouw als de stijfheid door samenwerking van de palen door schuifspanningen in draagkrachtige lagen daarin niet zijn verdisconteerd. Voor de omgevingsinvloed is de berekening uit hoofdstuk 6 uit dit rapport van toepassing. Voor meer toelichting zie hoofdstuk 6.

Tekst en resultaten R2000582-04-v3 d.d. 7 september 2022:

Voor de torens (hoogbouw) moet, met name daar waar dichte paalgroepen met hoge belastingen worden toegepast, rekening worden gehouden met additionele zettingen $s_{2;rep}$ en zettingsverschillen in verband met de samendrukking van de diepere (beneden $4D_{eq;punt}$ onder het paalpuntniveau) aanwezige grondlagen alsmede zetting van de samendrukbare lagen uit de formatie van Waalre. Deze zetting uit de diepere samendrukbare lagen $s_{2;rep}$ treedt in de loop van de tijd op. De constructeur heeft een opgave van de karakteristieke langeduur-belastingen voor de hoogbouw en te handhaven bebouwing verstrekt. In figuur 5-1 zijn de in de berekeningen gehanteerde belastingvlakken weergegeven.



Figuur 5-1: Overzicht gehanteerde belastingvlakken

De belastingvlakken betreffen:

1. De Coolsingeltoren (150 m) waarop een belasting werkt van 525 kN/m^2 .
2. De Hofpleintoren (272 m) waarop een belasting werkt van 791 kN/m^2 .
3. De Weenatoren (150 m) waarop een belasting werkt van 694 kN/m^2 .

De opgegeven belastingen betreffen karakteristieke belastingen waarbij nog geen rekening is gehouden met het effect van de voorgenomen ontgraving tot NAP - 5,7 m (Weenatoren), NAP - 9,2 m (Coolsingeltoren) en NAP - 10,2 m (Hofpleintoren) en de opwaartse waterdruk. In onderstaande tabel zijn de gehanteerde karakteristieke waarden weergegeven. De ontgraving is niet verdisconteerd in de resulterende funderingsdruk daar deze ondiep werkt terwijl de funderingsdruk via de paalfundering diep aangrijpt.

Tabel 5-1: Bepaling resulterende funderingsdruk

Belastingvlak	Funderingsdruk in kN/m ²	Ontgraving in kN/m ²	Opwaartse waterdruk in kN/m ²	Resulterende funderingsdruk ¹⁾ in kN/m ²
Coolsingeltoren	525	70	77	448
Hofpleintoren	791	78	87	704
Weenatoren	694	55	42	652

1) resulterende funderingsdruk = funderingsdruk - opwaartse waterdruk

In de nog uit te voeren Plaxis-berekeningen wordt de belasting vanuit de bestaande, deels te slopen, bebouwing middels een initiële belasting verdisconteerd. Verwacht wordt echter dat dit een marginaal gunstige invloed zal hebben op de vervorming van de belendingen.

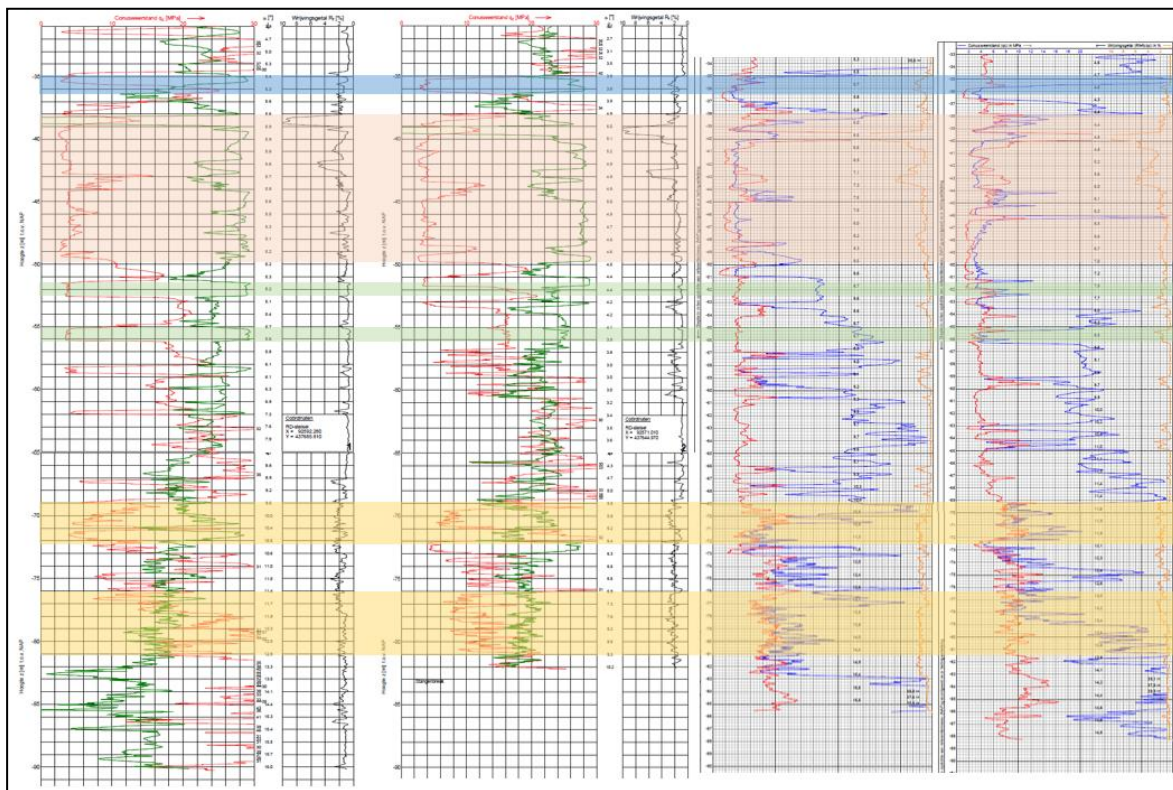
Voor de torens wordt voorsnog uitgegaan van een fundering op Tubex-groutinjectiepalen met een paalpuntniveau van ca. NAP - 65,0 m. De resulterende funderingsdruk is eveneens naar rato verdeeld over een deel puntdraagvermogen en een deel schachtwrijving. Hiervoor is op basis van de uitgevoerde draagkrachtberekeningen uitgegaan van 24 % punt en 76 % schacht. Het aandeel schacht is in dit geval gesplitst in een deel in het Pleistocene zandpakket (33 % van de totale schachtwrijving), een deel in de formatie van Waalre (27 % van de totale schachtwrijving), en een deel in het beoogde funderingszandpakket formatie van Peize en Waalre (40 % van de totale schachtwrijving). De schachtwrijving wordt verondersteld aan te grijpen halverwege de voornoemde trajecten van de positieve schachtwrijving namelijk op respectievelijk ca. NAP - 26,0 m, ca. NAP - 42,0 m en ca. NAP - 57,5 m.

De zettingsberekeningen (ter bepaling van $s_{2,rep}$) zijn uitgevoerd met het programma DSettlement, versie 21.2. Als berekeningsmethode is methode abc-isotachen, natural strain, aangehouden waarbij rekening wordt gehouden met consolidatie, seculaire effecten en met belastingspreiding in de ondergrond.

De grondparameters zijn bepaald aan de hand van de resultaten van het uitgevoerde grondonderzoek, tabel 2.b van NEN 9997-1:2017 en onze eigen ervaring.

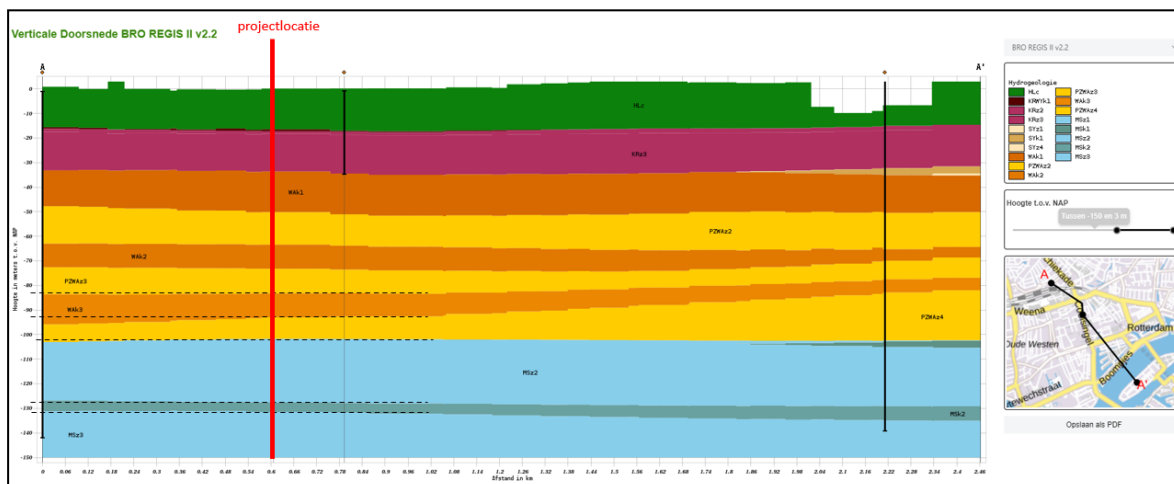
Voor de bepaling van de samendrukkingsparameters van de formatie van Waalre, voor het abc-isotachen model, is een analyse uitgevoerd van in het recente verleden door Mos Grondmechanica uitgevoerd grond- en laboratoriumonderzoek (o.a. voor de Zalmhaven en de Cooltower) op monsters gestoken in de formatie van Waalre. Voor de lagen waar geen laboratoriumonderzoek van beschikbaar is, is tabel 2.b van NEN 9997-1:2017 aangehouden.

Uit dit grond- en laboratoriumonderzoek kunnen op hoofdlijnen 4 afzonderlijke klei-/leemlagen in de formatie van Waalre worden onderscheiden. Deze lagen zijn eveneens waarneembaar bij de op locatie uitgevoerde sonderingen. In figuur 5-2 zijn deze lagen ter illustratie gevisualiseerd, blauw / roze / groen / oker, respectievelijk Waalre 1, Waalre 2, Waalre 3 en Waalre 4.



Figuur 5-2: Klei-/leemlagen in formatie van Waalre

Om na te kunnen gaan of beneden het niveau wat middels de sonderingen verkend is, nog samendrukbare lagen aanwezig kunnen zijn, is op basis van Regis II v2.2 een doorsnede gegenereerd (noord-zuid), zie figuur 5-3.



Figuur 5-3: Doorsnede Regis II v2.2

Uit deze doorsnede kan worden afgeleid dat de formatie Waalre kan reiken tot een diepte van ca. NAP - 90 m à NAP - 95 m. Op een diepte van ca. NAP - 102 m à NAP - 104 m wordt de bovenzijde van de formatie van Maassluis aangetroffen. De formatie van Maassluis bestaat uit zandige en kleiige eenheden. Op de locatie wordt op een diepte van ca. NAP - 127 m een kleiige eenheid verwacht met een dikte van ca. 5 m. Hieronder bevindt zich weer een zandige eenheid.

Uit figuur 5-2 valt af te leiden dat de lagen Waalre 1 en Waalre 2 relatief goed te onderscheiden zijn. De lagen Waalre 3 zijn over het algemeen wat dunner en deze verlopen qua diepteligging en zijn minder eenduidig aanwezig. Waalre 4 is lastiger te onderscheiden vanwege de hogere conusweerstand. Deze laag vertoont een sterk wisselend verloop, met andere woorden, deze wordt bij de ene sondering wel aangetroffen en bij de andere weer niet, of dieper.

Voor de uitvoering van de zettingsberekeningen zijn in totaal 3 grondprofielen beschouwd, te weten:

- Een “gunstige” bodemopbouw, in dit geval is slechts 1 laag Waalre 4 aanwezig; dit komt ongeveer overeen met de gunstige tot nu toe beschikbare sonderingen, waarbij onder de verkende diepte zand is aangenomen tussen NAP -90 m en NAP -100 m.
- Een gemiddelde bodemopbouw, in dit geval zijn 2 lagen Waalre 4 aanwezig; dit komt ongeveer overeen met de ongunstige tot nu toe beschikbare sonderingen, waarbij onder de verkende diepte echter eveneens zand is aangenomen tussen NAP -90 m en NAP -100 m.
- Een “ongunstige” bodemopbouw, in dit geval zijn 3 lagen Waalre 4 aanwezig. In dit laatste geval zijn de ongunstige tot nu toe beschikbare sonderingen aangehouden, waarbij ditmaal onder de verkende diepte alleen klei (Waalre 4 eigenschappen) is aangenomen tussen NAP -90 m en NAP -100 m, dus over 10 m dikte.

In alle gevallen is onder NAP -100 m de formatie van Maassluis gemodelleerd als zandpakket met daarin de kleiige eenheid van de formatie van Maassluis tussen NAP -127 m en NAP -132 m.

Het geschematiseerde grondprofiel met de bijbehorende grondparameters is weergegeven in tabel 5-2.

Tabel 5-2: Geschematiseerd grondprofiel voor zettingsberekening s_z

b.k. Laag in m t.o.v. NAP	Grondsoort	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	a [-]	b [-]	c [-]	c_v [m ² /s]
+0,3	Zand, toplaag	17/19				
-3,0	Klei, humeus	16/18	-	-	-	-
-5,0	Veen	14/14	-	-	-	-
-7,5	Klei, zandig	15,5/15,5	-	-	-	-
-17,0	Zand, vast, Pleistoceen	19/21	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-34,5	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 1-	18/18	0,0068	0,0303	0,0007	$2,4 \times 10^{-5}$
-36,2	Zand, kleiig	18/20	0,0011	0,0033	0	gedraineerd
-38,5	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 2-	19/19	0,0091	0,0410	0,0010	$1,3 \times 10^{-6}$
-49,5	Zand, kleiig	18/20	0,0011	0,0033	0	gedraineerd
-51,5	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 3-	20/20	0,0082	0,0390	0,0009	$4,3 \times 10^{-7}$
-52,5	Zand, kleiig	18/20	0,0011	0,0033	0	gedraineerd

b.k. Laag in m t.o.v. NAP	Grondsoort	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	a [-]	b [-]	c [-]	c_v [m ² /s]
-55,0	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 3-	20/20	0,0082	0,0390	0,0009	$4,3 \times 10^{-7}$
-56,0	Zand, kleiig	18/20	0,0011	0,0033	0	gedraineerd
-60,5	Zand, vast	19/21	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-69,0	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 4-	20/20	0,0065	0,0293	0,0008	$4,3 \times 10^{-7}$
-72,0	Zand, vast	19/21	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-76,0*	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 4-	20/20	0,0065	0,0293	0,0008	$4,3 \times 10^{-7}$
-81,0	Zand, vast	19/21	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-90,0**	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 4-	20/20	0,0065	0,0293	0,0008	$4,3 \times 10^{-7}$
-100,0	Zand, vast	19/21	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-127,0	Klei, (formatie van Maassluis)	20/20	0,0105	0,0473	0,0008	$4,3 \times 10^{-7}$
-132,0	Zand, vast	19/21	0,0005	0,0016	0	gedraineerd

Hierin is:

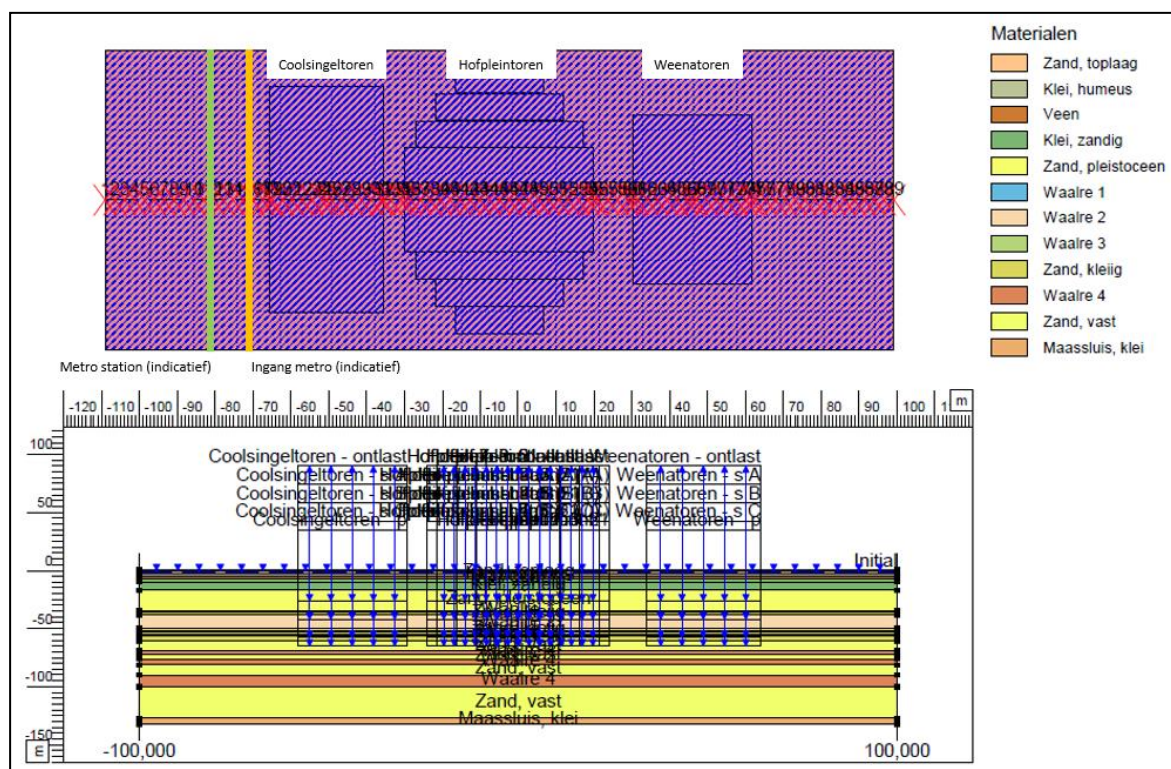
- $\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ Volumiek gewicht van de veldvochtige grond / volumiek gewicht van de verzadigde grond;
a directe samendrukkingscoëfficiënt;
b seculaire samendrukkingscoëfficiënt;
c seculaire reksnelheidscoëfficiënt;
 c_v consolidatiecoëfficiënt;
* alleen aanwezig in scenario "gemiddeld" en "ongunstig"; anders vervangen door "Zand, vast";
** alleen aanwezig in scenario "ongunstig"; anders vervangen door "Zand, vast".

De freatische grondwaterstand is aangehouden op NAP - 1,5 m. De stijghoogte in de Pleistocene zandlaag en diepere lagen is eveneens aangehouden op NAP - 1,5 m.

De Formatie van Waalre en de formatie van Maassluis is overgeconsolideerd aangenomen. Voor de lagen Waalre 1, Waalre 2, Waalre 3, Waalre 4 en formatie van Maassluis zijn voor de OCR (OverConsolidatieRatio) waarden van respectievelijk 1,9 / 1,7 / 1,5 / 1,5 / 1,5 aangehouden. De waarden voor de overconsolidatie in de formatie van Waalre zijn afgeleid uit verschillende correlaties met de conusweerstand en de terreinspanning, welke d.m.v. Robertson berekend is uit het Mos Palenprogramma. De aangehouden waarden betreffen een ondergrens uit deze correlaties.

De eigenschappen van de kleiige eenheid van de formatie van Maassluis zijn niet bekend. Uitgegaan wordt van geotechnische parameters welke gelijk zijn aan de parameters welke overeenkomen met "Klei, zwak zandig, matig tot vast" uit tabel 2.b van NEN 9997-1:2017.

In figuur 5-4 is de gehanteerde geometrie weergegeven voor het scenario “ongunstig”. Hierbij wordt opgemerkt dat bij het bovenaanzicht de x- en y-as een verschillende schaal hebben en dat omwille van de invoerbependingen van het gebruikte programma de belastingvlakken vereenvoudigd zijn gemodelleerd. In dit figuur is tevens aangegeven waar zich de rand van de ingang van de metro (afstand funderingspoer - metro ingang = 11,4 m) en het metrostation (afstand funderingspoer - metrostation = 23,3 m) bevindt, zie ook figuur 5-5.



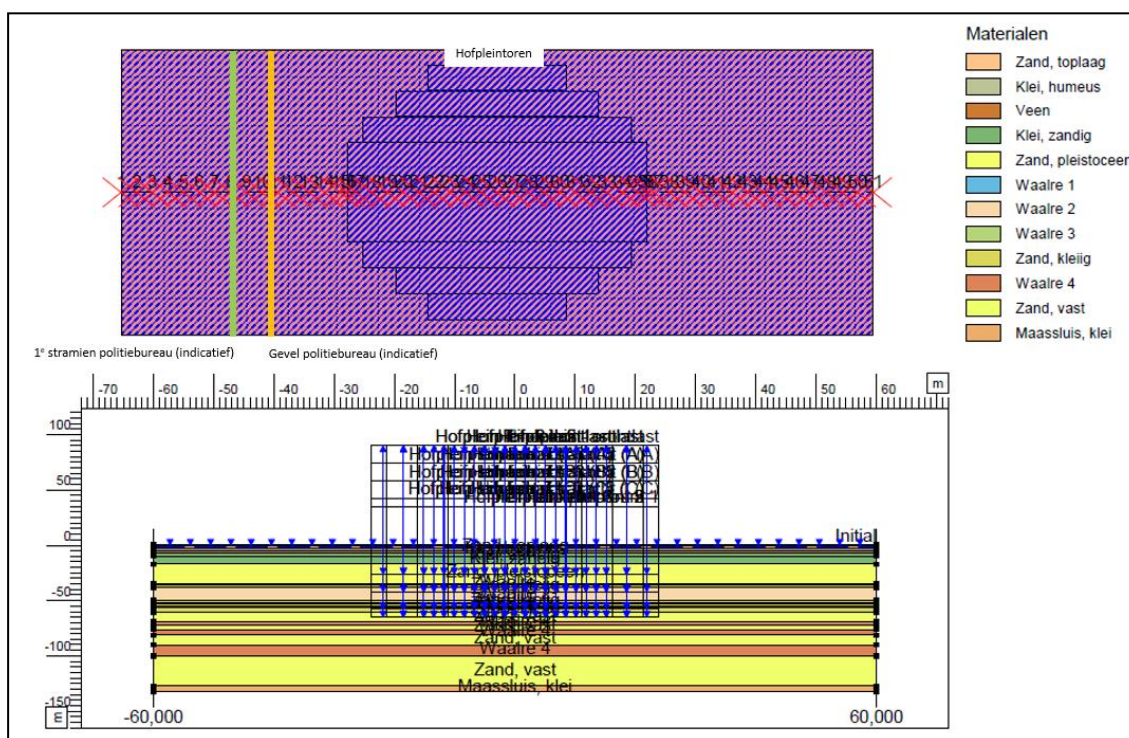
Figuur 5-4: Ingevoerd grondprofiel en bovenaanzicht ingevoerde belastingen

Met deze geometrie kunnen de zettingsverschillen tussen de torens onderling inzichtelijk worden gemaakt evenals de te verwachten zetting bij de ingang van de metro en het metrostation.



Figuur 5-5: Afstanden Coolsingeltoren tot metro

Om de te verwachten zetting ter plaatse van het politiebureau inzichtelijk te maken is de geometrie een kwartslag gedraaid en zijn de Coolsingel- en Weenatoren uit het model verwijderd, zie figuur 5-6. De afstand van de Hofpleintoren tot de gevel van het politiebureau bedraagt ca. 18,7 m. Het eerstvolgende paalstramien van de fundering van het politiebureau bevindt zich op ca. 5,7 m uit de gevel, dus op ca. 24,4 m.

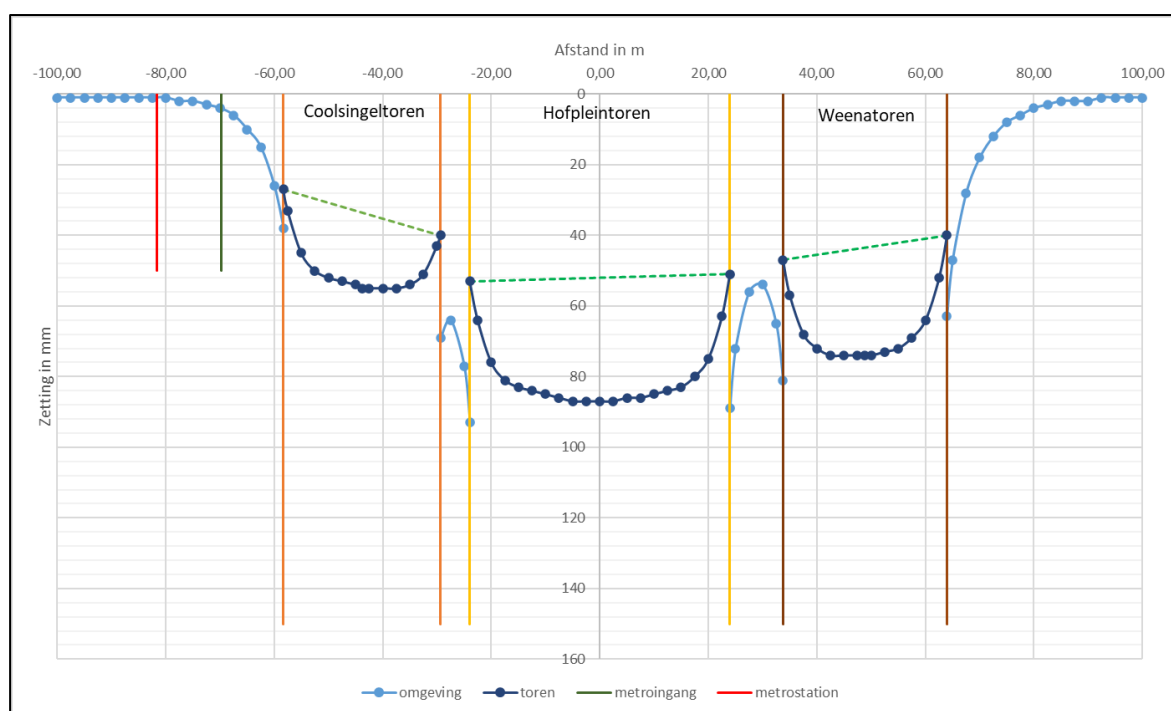


Figuur 5-6: Ingevoerd grondprofiel en bovenaanzicht ingevoerde belastingen - invloed belending

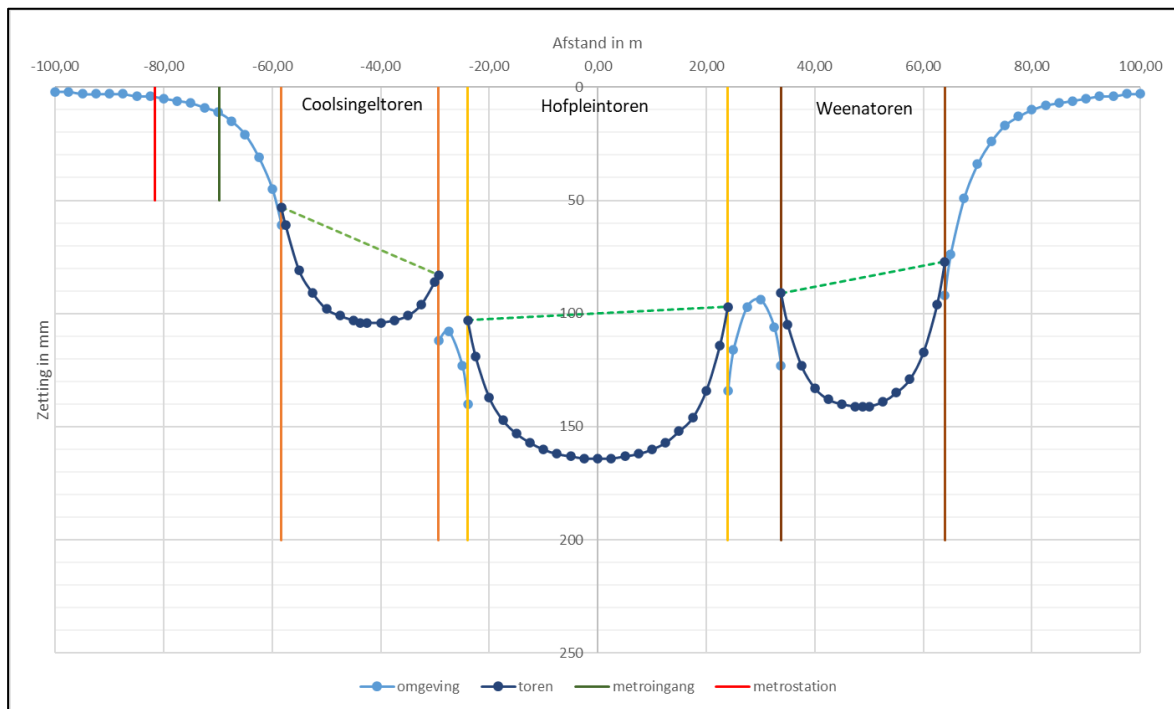
De zettingen ($s_{2,rep}$) van de verschillende bouwdelen zijn berekend voor een raster van verticalen op 2,5 m afstand in zowel de x-richting. De maximaal berekende zetting ($s_{2,rep}$) van de torens treedt praktisch midden onder de torens op. In de figuren 5-7 t/m 5-10 zijn de berekende zettingen weergegeven voor de gunstige en gemiddelde bodemopbouw.

Hierbij is onderscheid gemaakt in de zetting van de omgeving (dus buiten de contour van de individuele torens) en de zetting van de torens zelf. Voor de zetting van de torens zelf (constructie) grijpt de volledige belasting van de paalgroepen onder de betreffende toren aan op het paalpuntniveau van NAP - 65,0 m. Dit is voor de eigen zetting van de constructie de meest ongunstige aanname. Voor de zetting van de omgeving is spanningsspreiding door belastingafdracht langs de paalschacht in het Pleistoceen en op grotere diepte wel meegenomen, dit is voor de zetting van de objecten in de omgeving namelijk bepalend. De schachtwrijving is naar evenredigheid in de bijdrage aan de paaldrukweerstand meegenomen en verdeeld over 3 niveaus, namelijk het Pleistoceen, de kleiige formatie van Waalre en de diepe zandlaag.

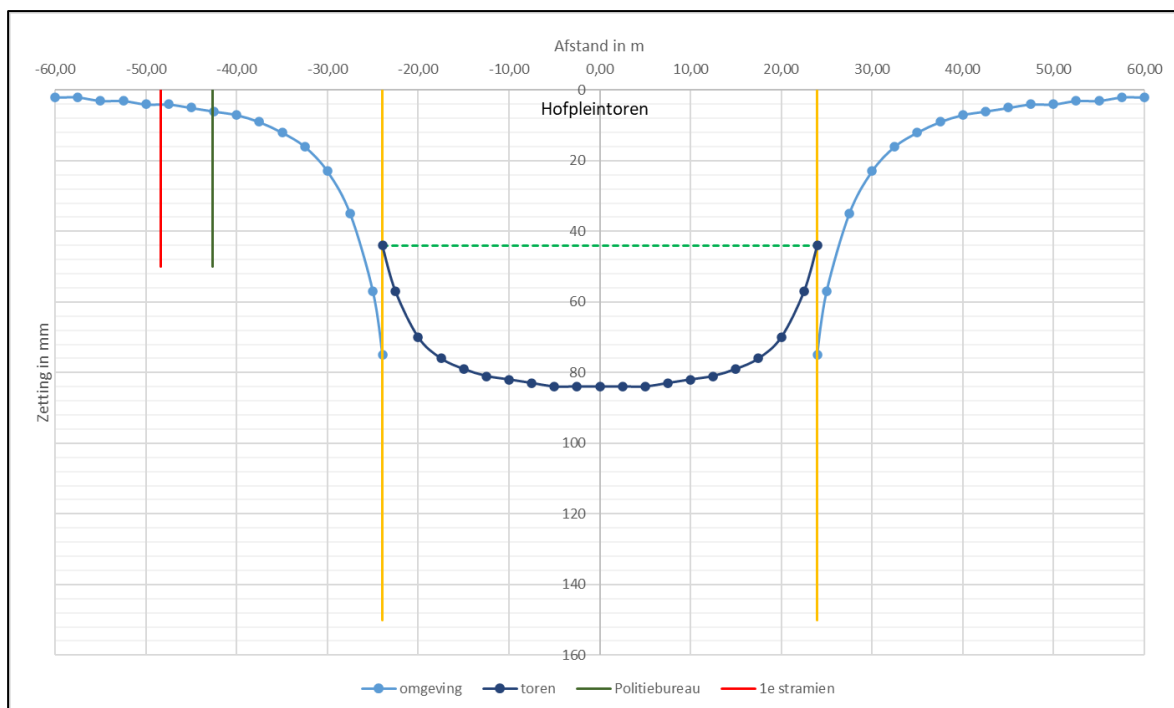
Met behulp van de berekeningsresultaten zijn de figuren 5-7 t/m 5-10 samengesteld waarin over doorsneden de zetting is gepresenteerd. De figuren 5-7 en 5-8 betreffen de zetting van een doorsnede over de 3 torens met daarnaast de metro-ingang en metrotunnel. De figuren 5-9 en 5-10 betreffen de zetting van een doorsnede over de Hofpleintoren met daarnaast het politiebureau.



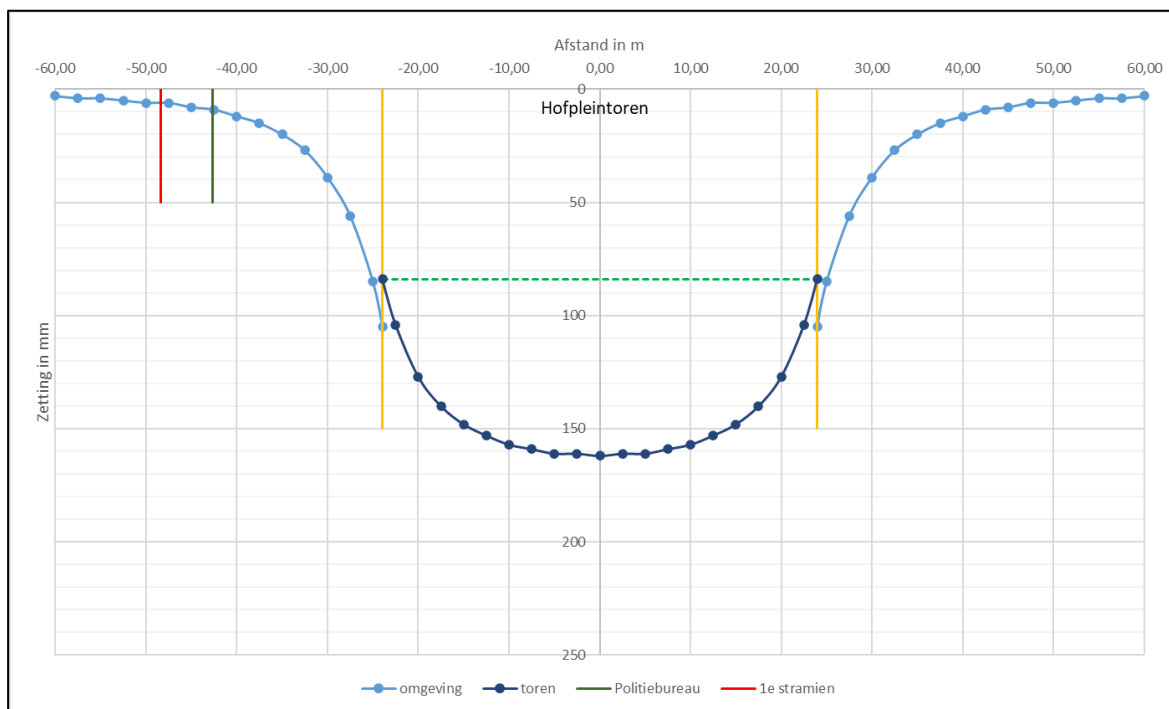
Figuur 5-7: Grafische weergave zettingen - "gunstige" bodemopbouw



Figuur 5-8: Grafische weergave zettingen - "gemiddelde" bodemopbouw



Figuur 5-9: Grafische weergave zettingen - "gunstige" bodemopbouw - belending



Figuur 5-10: Grafische weergave zettingen - "gemiddelde" bodemopbouw - belending

In tabel 5-3 zijn de berekende zettingen van de torens samengevat.

Tabel 5-3: Berekende zettingen torens

Bodemopbouw	Berekende zetting in mm								
	Coolsingeltoren			Hofpleintoren			Weenatoren		
	Rand	Midden	Rand	Rand	Midden	Rand	Rand	Midden	Rand
Gunstig	27	55	40	53	87	51	47	74	40
Gemiddeld	53	104	83	103	164	97	91	141	77

De nauwkeurigheid van de berekende zettingen bedraagt + of - 50 %. Reden hiervoor is het nog niet beschikbaar zijn van laboratoriumproeven op de formatie van Waalre in de directe nabijheid.

Opgemerkt wordt dat bij de berekeningen de gehele belasting in een keer wordt aangebracht en vervolgens gedurende 18.250 dagen (50 jaar) constant aanwezig zou zijn. In werkelijkheid zal de belasting geleidelijker worden aangebracht terwijl het zwaartepunt van de belastingafdracht zich in de loop van de tijd naar een dieper niveau zal verplaatsen.

De uitgevoerde berekeningen hebben primair tot doel om de mogelijke zetting in de omgeving van de projectlocatie inzichtelijk te maken. Voor het bepalen van de zogenaamde "komvorming" zijn de uitgevoerde berekeningen in dit geval minder geschikt. Dit wordt mede veroorzaakt door de beperkingen van de gebruikte software van Deltares in relatie tot de feitelijke stijfheid van de paalfundering welke niet goed gemodelleerd kan worden. Uitgegaan wordt van een slap gedrag. Met geavanceerdere berekeningen kan deze komvorming beter worden bepaald.

De berekende zettingen ter plaatse van de belendingen, te weten de metro en het politiebureau, zijn in tabel 5-4 samengevat.

Tabel 5-4: Berekende zettingen ter plaatse van belendingen

Doorsnede	Bodemopbouw	Berekende zetting in mm		Rotatie
		Metro ingang	Metro station ^{a)}	
001	Gunstig	4	1	1 : 4000
002	Gemiddeld	11	4	1 : 1700
Politiebureau		Gevel	1 ^e stramien ^{b)}	
004	Gunstig	6	4	1 : 2850
005	Gemiddeld	9	6	1 : 1900

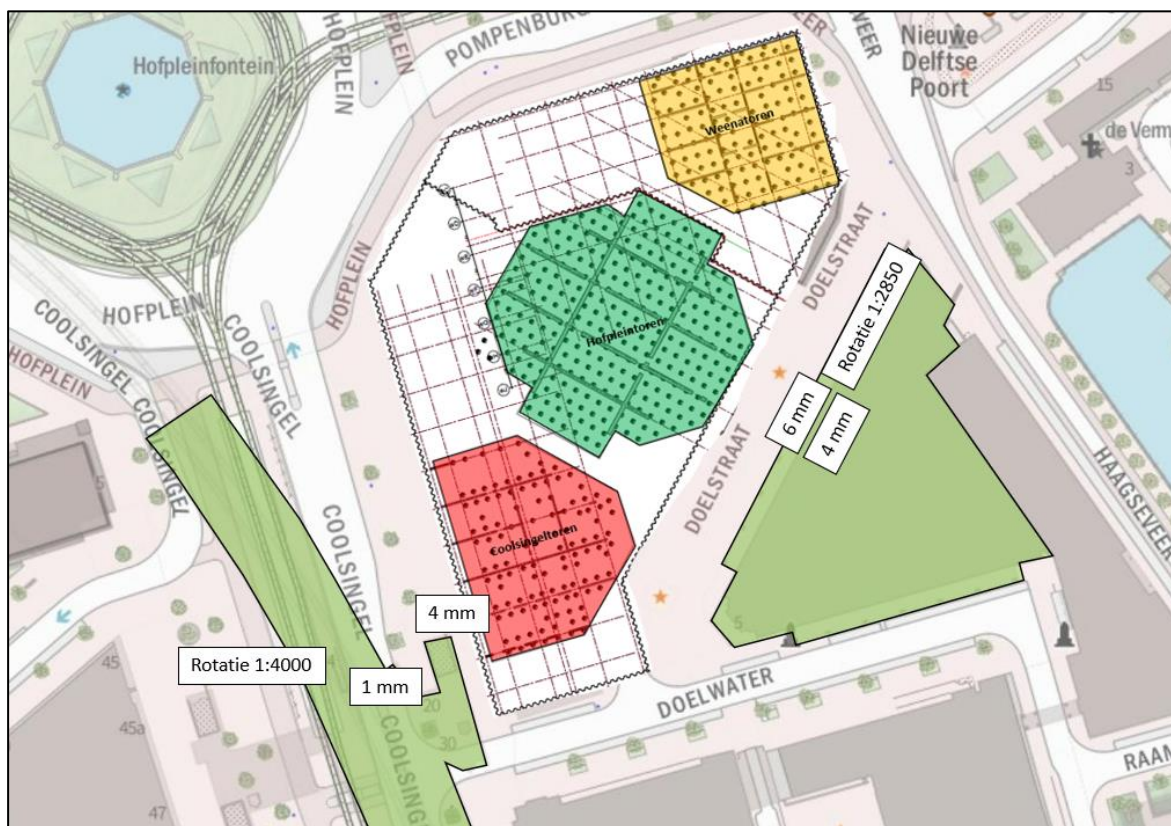
a) op 11,9 m afstand

b) op 5,7 m afstand

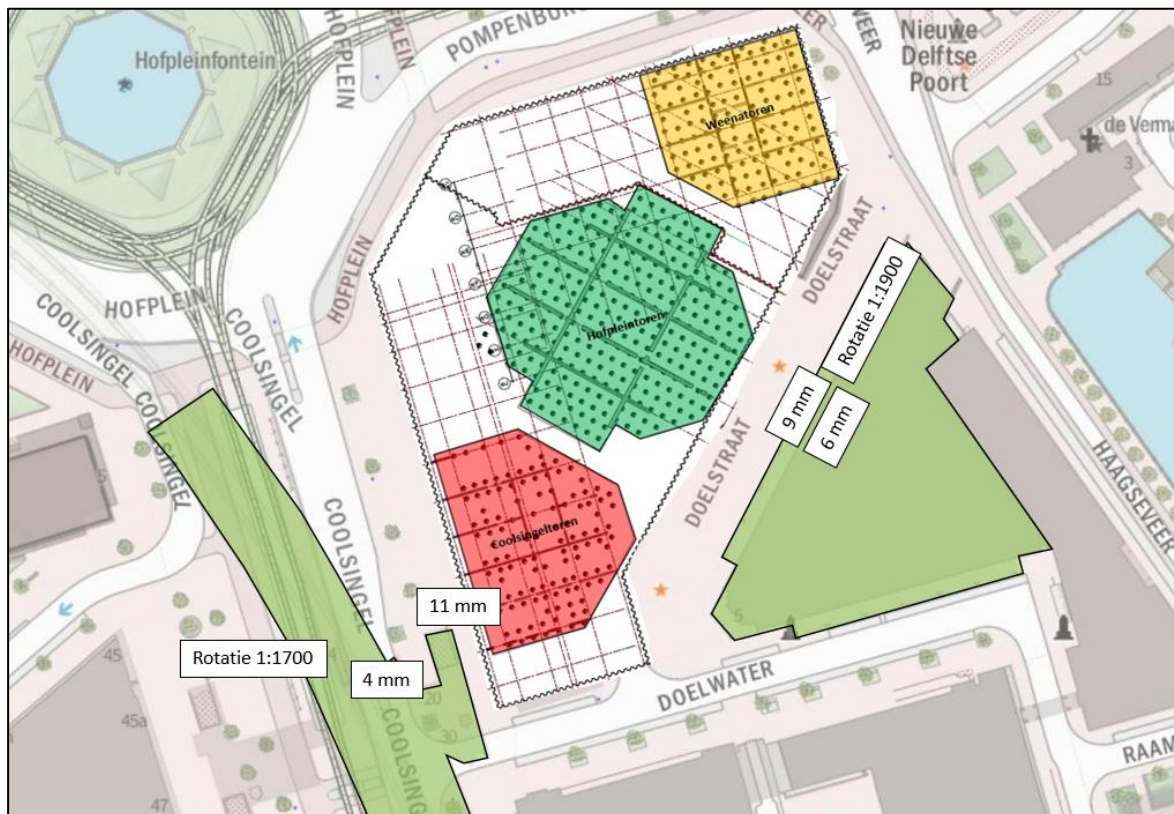
Gezien de grootte van de berekende rotaties lijken deze acceptabel. De definitieve toetsing hiervan dient in overleg met de constructeur plaats te vinden.

In de figuren 5-11 en 5-12 zijn de berekende zettingen en rotaties uit tabel 5-4 weergegeven op een plattegrond. In figuur 5-11 zijn de waarden voor de “gunstige” bodemopbouw weergegeven en in figuur 5-12 de waarden voor een “gemiddelde” bodemopbouw.

De ligging van de nieuwbouw in deze figuren is ter illustratie en niet op schaal.



Figuur 5-11: Weergave zettingen en rotaties belendingen - “gunstige” bodemopbouw -



Figuur 5-12: Weergave zettingen en rotaties belendingen - "gemiddelde" bodemopbouw -

Havensteder tijdens fase 1

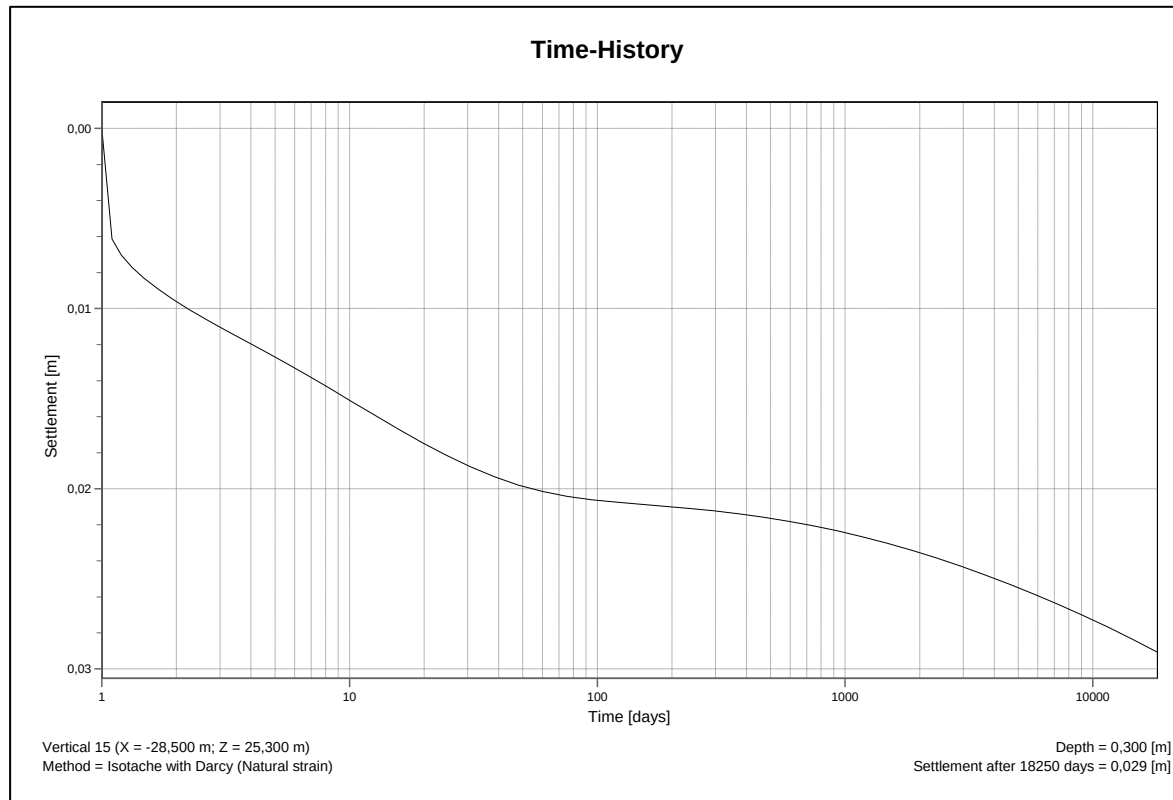
Tijdens de werkzaamheden in fase 1 is het gebouw Havensteder nog aanwezig en in gebruik. De realisatie van de Hofpleintoren zal invloed hebben op het zettingsgedrag van het Havensteder gebouw. Uitgaande van een minimale h.o.h. afstand van de nieuwe palen tot de bestaande palen van ca. 4,5 m (e.e.a. afhankelijk van de diameter van de bestaande palen), zie ook paragraaf 4.8, dient ter plaatse van het gebouw Havensteder rekening te worden gehouden met eindzettingen van ca. 29 mm à 48 mm (voor respectievelijk een gunstige en gemiddelde bodemopbouw), uitgaande van de maximale belasting van de Hofpleintoren. Uit de beschikbare informatie blijkt dat het eerst volgende stramien van het Havensteder gebouw zich op ca. 5,1 m bevindt. Ter plaatse van dit stramien worden zettingen van ca. 14 mm à 24 mm (voor respectievelijk een gunstige en gemiddelde bodemopbouw) berekend.

Dit leidt binnen het Havensteder gebouw tot relatieve rotaties van ca. 1 : 340 (gunstige bodemopbouw) à 1 : 210 (gemiddelde bodemopbouw). Voor skeletbouw wordt over het algemeen een relatieve rotatie van 1 : 300 als grenswaarde aangehouden bij overschrijding hiervan kan architectonische schade ontstaan. In het geval van een gemiddelde bodemopbouw bestaat derhalve een kans op architectonische schade aan de in een later te slopen bebouwing.

Opgemerkt wordt dat bovenstaande zetting de zetting betreft welke wordt berekend wanneer de volledige belasting vanuit de Hofpleintoren direct en in zijn geheel wordt aangebracht. In werkelijkheid zal deze belasting in de tijd geleidelijk toenemen. Zodra hier meer van bekend is kan de zetting ter plaatse van Havensteder nader worden geanalyseerd met een Plaxis 3D berekening en kan, in

samenspraak met de constructeur, worden getoetst of de berekende zettingen en relatieve rotaties acceptabel zijn.

In figuur 5-13 is het tijd-zettingsverloop van de berekende zettingen weergegeven.



Figuur 5-13: Tijd-zettingsverloop rand Havensteder - “gunstige” bodemopbouw

Spoor

Uit de figuren 5-7 t/m 5-10 blijkt dat op een afstand van meer dan 40 m rondom de zwaarbelaste funderingspoeren de berekende maaiveldzakkingen zeer beperkt zijn, enkele millimeters. Hiermee kan redelijkerwijze worden gesteld het effect op het spoor op ca. 120 m afstand te verwaarlozen is.

Resultaten bij ongunstig grondprofiel

Zoals eerder vermeld zijn tevens berekeningen uitgevoerd met een “ongunstige” bodemopbouw. Uit het Regis profiel (figuur 5-3) blijkt namelijk dat beneden een niveau van NAP - 90 m kleiige lagen voor kunnen komen. Aangezien deze lagen (nog) niet verkend zijn is een conservatieve aanname voor de dikte van deze laag gedaan. De berekening voor de “ongunstige” bodemopbouw is derhalve indicatief.

Uit deze berekening volgt dat de berekende zettingen met ca. een factor 1,5 toenemen ten opzichte van de “gemiddelde” bodemopbouw. Voor het effect naar de omgeving betreft dit een toename met een factor 2,8 à 1,8 voor respectievelijk de “gunstige” en de “gemiddelde” bodemopbouw.

Gezien voornoemde toename is het ons inziens van belang dat de lagen beneden de NAP - 90 m worden verkend tot in ieder geval een diepte van NAP - 100 m.

Het aandeel van de kleilaag in de formatie van Maassluis op de berekende zettingen is beperkt, orde grootte enkele millimeters. Het is ons inziens derhalve niet noodzakelijk om deze laag te gaan verkennen.

6. OMGEVINGSBEÏNVLOEDING

6.1 Inleiding

Voor een nauwkeurigere inschatting van de vervormingseffecten van de hoogbouw op de omgeving zijn berekeningen uitgevoerd in het Eindige-Elementenprogramma Plaxis 3D v2023.1.

In deze berekeningen zijn alle palen afzonderlijk gemodelleerd met de bijbehorende quasi-blijvende representatieve belasting-combinatie, aangeleverd door de constructeur op 10 februari 2023. Door het gebruik van dit Eindige-Elementenprogramma, de modelmogelijkheden en de invoer van de palen met een impliciet berekend verloop van de krachtsafdracht over de hoogte in plaats van een vooraf aangenomen verloop wordt een representatiever beeld verkregen van de zettingen ten opzichte van de in het vorige hoofdstuk gepresenteerde zettingsberekeningen in DSettlement. Daarnaast zijn in Plaxis de poeren gemodelleerd waarbij de stijfheid van de funderingspoer (zonder de additionele stijfheid / schijfwerking van de bovenbouw) de komvorming vermindert.

De berekeningen zijn in dit geval vooralsnog bedoeld voor een nadere beoordeling van de invloed op de belendingen. Het zettingsgedrag van de hoogbouw zelf is ook nauwkeurig af te leiden uit dergelijke Eindige-Elementenberekeningen. Bij de in dit geval gebruikte belastingen leidt dit echter tot onvoldoende kromming / komvorming in de poeren. De oorzaak hiervan is gelegen in het feit dat aan Mos Grondmechanica een set paalbelastingen is aangeleverd die afgeleid is uit een constructief model waaruit de belastingen in tweede instantie iteratief zijn bepaald; bij deze iteratie is gebruik gemaakt van de veerwaarden van de palen en een diepe bedding die zodanig is aangepast dat de in DSettlement berekende komvorming wordt benaderd. Deze iteratie geeft hogere belastingconcentraties aan de randen waardoor na invoering hiervan in Plaxis de komvorming mogelijk wordt onderschat. Mos Grondmechanica heeft aanbevolen om in het Plaxis-model de in eerste aanleg vastgestelde paalbelastingen vanuit de bovenbouw in te voeren, zonder toevoeging van het effect vanuit de veerwaarden en de diepe bedding. Daaruit kan de komvorming van de hoogbouwpoeren worden bepaald. Deze belastingen zijn echter op dit moment niet bekend per paal. De nu in Plaxis toegepaste paalbelastingen geven wel een bovengrens voor de omgevingsinvloed omdat het totale gewicht van de nieuwbouw aanwezig is en verder richting de randen is ingevoerd. Voor de omgevingsinvloed is het gebruikte model daarom afdoende en voldoende nauwkeurig. Zodra het (inmiddels vanwege ontwerpwijzigingen op sommige punten qua paallocaties en belastingen enigszins gewijzigde) palenplan met de bijbehorende belastingen vanuit de bovenbouw bekend zijn, kan het model worden aangepast voor de zetting van de hoogbouw zelf.

Nadat de berekeningen in Plaxis 3D voor de omgevingsinvloed op de metro zijn uitgevoerd, is gebleken dat in de opgegeven paalbelastingen geen correctie is toegepast voor de waterdruk op de onderzijde van de poeren. Het effect van de waterdruk dient alsnog in het constructief model te worden verwerkt zodat het effect op de belasting per paal wordt verdisconteerd. Voor de omgevingsinvloed betekent het achterwege laten van de waterdrukcorrectie een conservatieve overschatting.

Tot slot zijn de belastingen in het Pleistoceen vanuit de belendingen Stadhuis, metrobus en politiebureau niet opgegeven. Om die reden zijn deze ook niet meegenomen in de modellering. Voor de toetsing van de rotatie van de belendingen is dit een veilige benadering aangezien voorbelasting vanuit de belendingen zorgt voor een kleinere relatieve spanningsverhoging (ten opzichte van de 'grens'spanning) ten gevolge van de nieuwbouw en daarmee een kleinere zetting. De belasting vanuit de directe belending Pompenburg is wel opgegeven door de constructeur, hiervoor is een bandbreedte

aangenomen met een bovengrens (159 kPa) en een ondergrens (0 kPa) om het effect van deze belasting, die in feite als bovenbelasting werkt voor de nieuwbouw, op de zetting van de nieuwbouw en Pompenburg zelf in fase 1 van het project te onderzoeken.

6.2 Belendingen

6.2.1 Algemeen

In de interpretatie van de zettingsresultaten zijn de volgende belendingen onderscheiden, zie figuur 2-1:

- Metrostation Stadhuis, de metrotunnel en de metro-ingang; funderingsniveau ca. NAP -20 m (meer gedetailleerde informatie hieronder);
- Het Stadhuis, gefundeerd op houten palen met puntniveau ca. NAP - 16,5 m à NAP - 19,5 m;
- Het politiebureau; het oude gedeelte is gefundeerd op houten palen; het deel dat zich het dichtst bij de nieuwbouw bevindt, is gefundeerd op voorgespannen prefab betonnen palen met een paalpuntniveau variërend van NAP - 18,0 m tot NAP - 22,5 m.
- De in fase 1 te handhaven bebouwing van Pompenburg (van Havensteder), onderdeel van de projectlocatie, ter plaatse van en rondom de toekomstige Weenatoren; gefundeerd op Vibropalen, in de berekeningen wordt uitgegaan van een paalpuntniveau van circa NAP -25 m.

De spoortunnel bevindt zich op een zodanige afstand van de nieuwbouw dat in hoofdstuk 5 is geconcludeerd dat de invloed verwaarloosbaar is; dit volgt tevens uit de geavanceerder berekende zettingscontouren verderop in dit hoofdstuk.

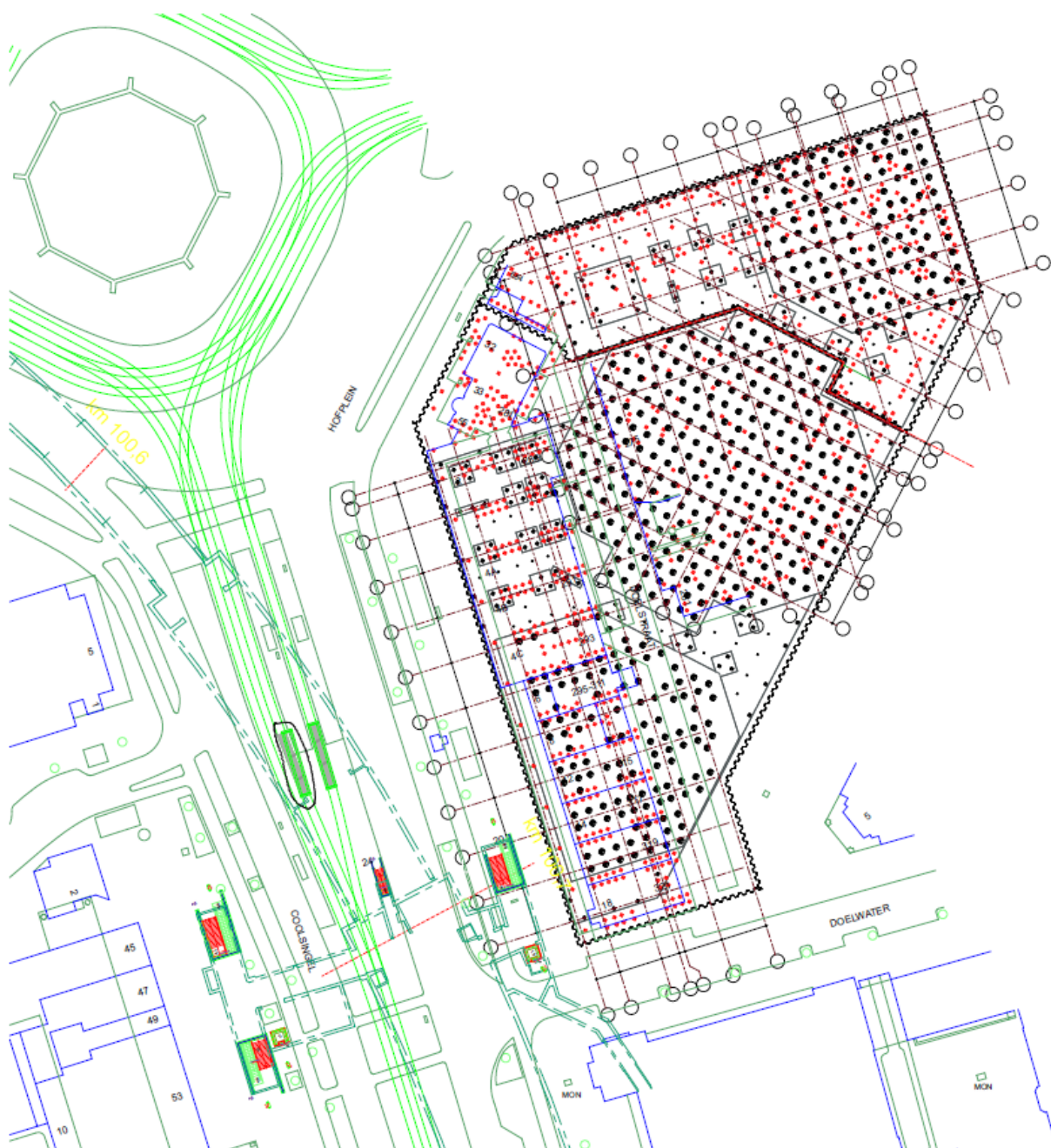
6.2.2 Situatie metro specifiek

Een overzicht van (de fundering van) de nieuwbouw ten opzichte van de metrolijn is aangeleverd door Powerhouse (de architect) en weergegeven in figuur 6-1.

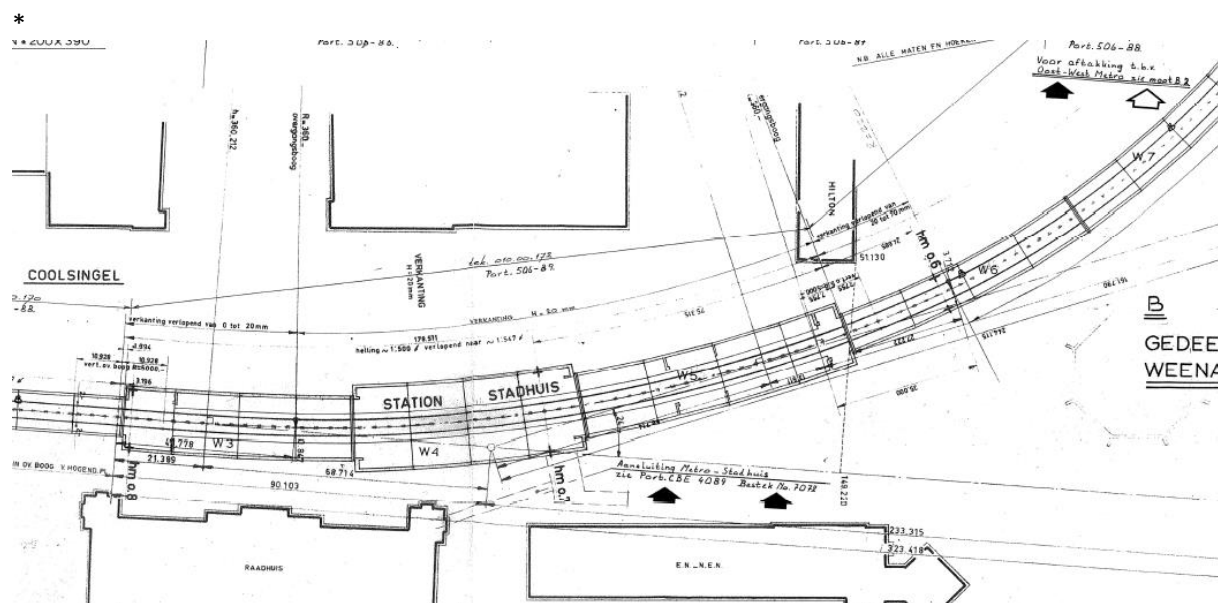
De dichtstbijzijnde tunnelmoten betreffen W4 (station Stadhuis) en W5, zie figuur 6-2. De tunnelmoten zijn gefundeerd op oppers-palen. Dit zijn betonnen palen die op kopniveau nauwkeurig zijn afgesteld op de afgezonken tunnelmoten.

De onderzijde van moot W4 bevindt zich op NAP -10,4 m à NAP -10,6 m. De 5 rijen palen onder de moot zijn 9 m lang, waarmee de palen enkele meters in het Pleistoceen staan. Zie figuur 6-3. Tunnelstuk W4 is 55,34 m lang.

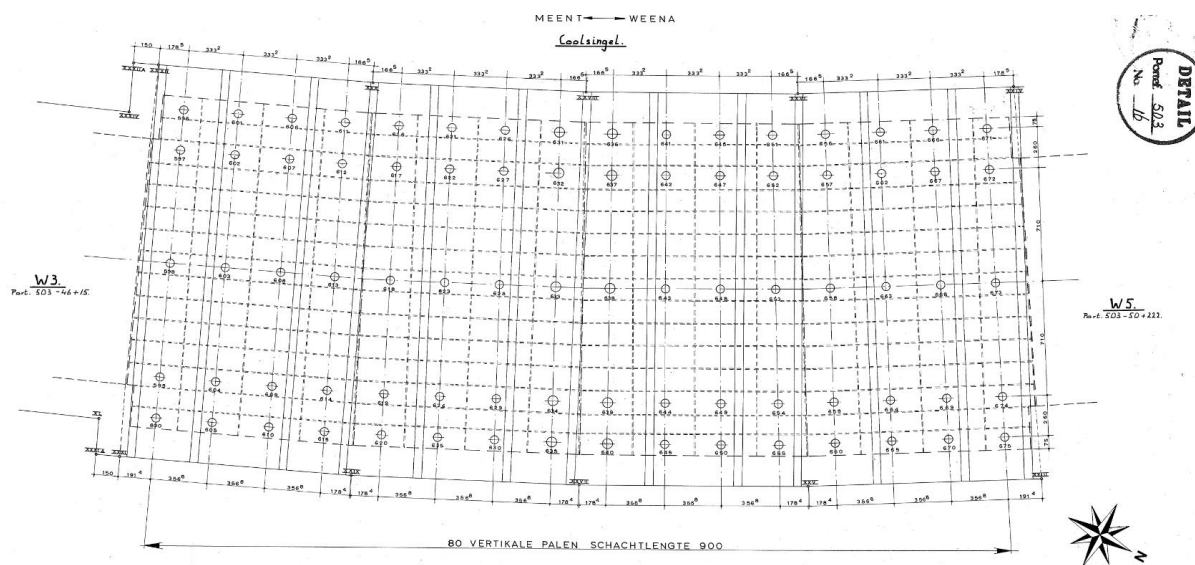
De onderzijde van moot W5 bevindt zich op NAP -10,1 m à NAP -9,9 m. De 3 rijen palen onder de moot zijn 10,5 m à 11,5 m lang, waarmee de palen enkele meters in het Pleistoceen staan. Zie figuur 6-4. Tunnelstuk W5 is ca. 66,34 m lang.



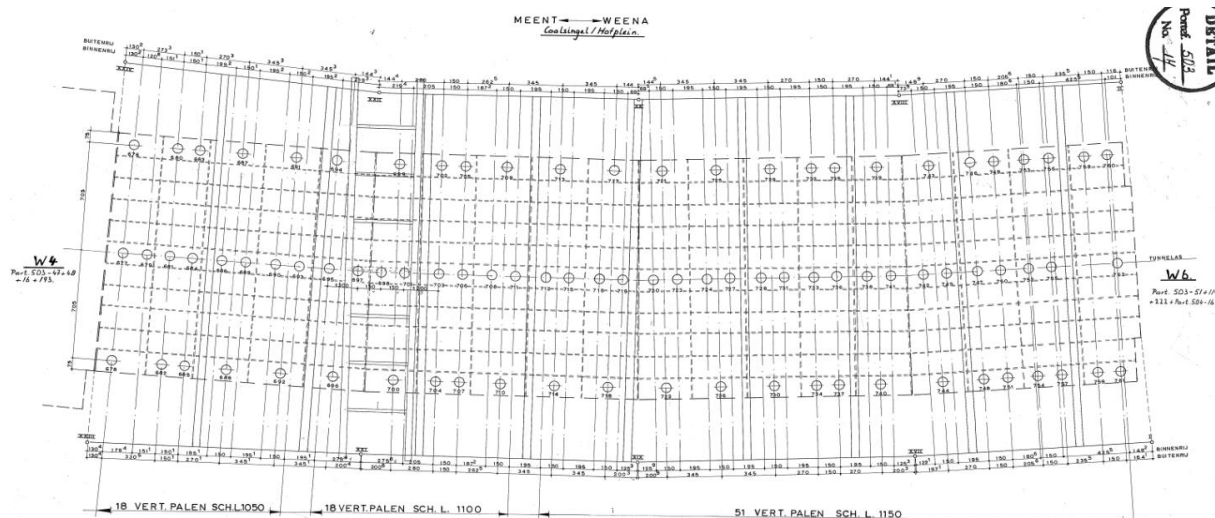
Figuur 6-1: Overzicht van fundering nieuwbouw ten opzichte van de metrolijn



Figuur 6-2: Dichtstbijzijnde tunnelmoten



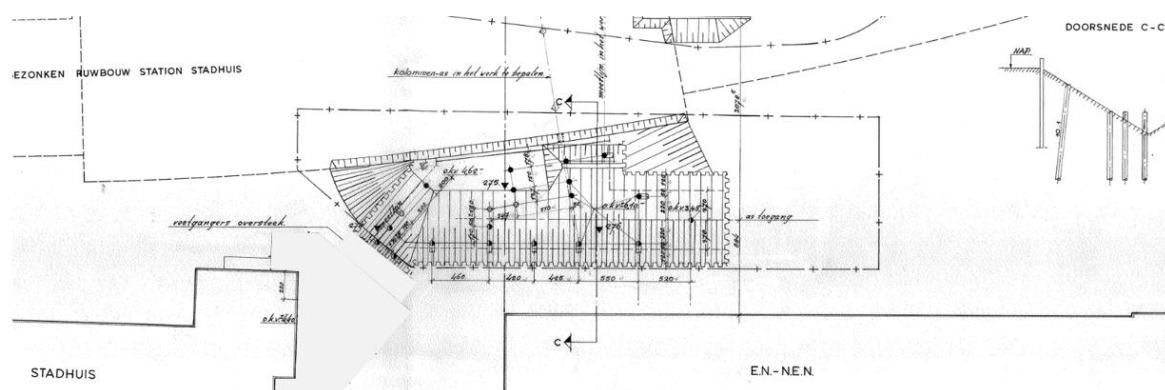
Figuur 6-3: Palenplan tunnelmoot W4



Figuur 6-4: Palenplan tunnelmoot W5

De (dichtstbijzijnde) oostelijke ingang van de metro is weergegeven in figuur 6-5 en de van belang zijnde palen zijn in figuur 6-6 op de historische palenplannen aangegeven. Deze palen bevinden zich in de doorsnede die het dichtst bij de nieuwbouw ligt. De palen 1 en 2 bevinden zich onder de metro-ingang, de palen 3, 4 en 5 onder tunnelmoot W4 en de palen 6 en 7 onder tunnelmoot W5.

Het paalpuntniveau bedraagt NAP -20 m waarmee de palen enkele meters in het Pleistoceen staan. Enkele palen staan schoor van de metrotunnel af waardoor deze zich op belastingafdracht-niveau dichterbij de nieuwbouw bevinden.



Figuur 6-5: Palenplan ingang station Stadhuis, oostzijde

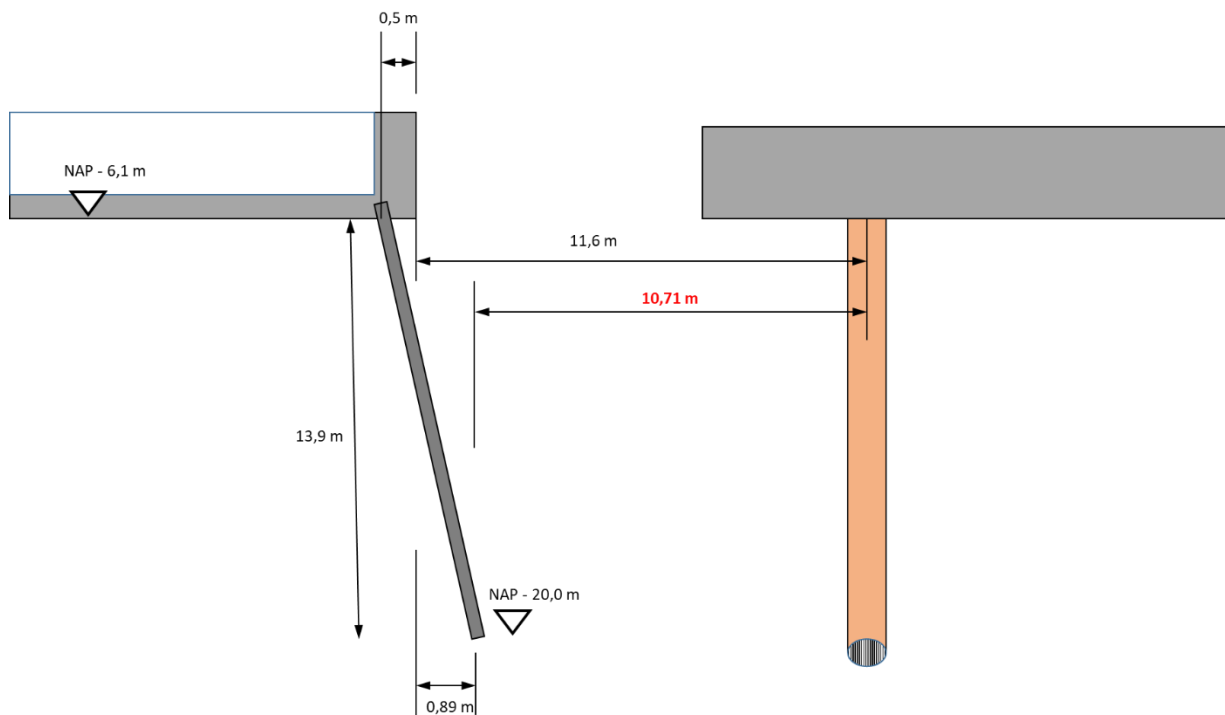


Figuur 6-6: Doorsnede met dichtstbijzijnde palen

De dichtstbijzijnde paal(kop) onder de metro-ingang bevindt zich met het hart op 0,50 m uit de rand van de ingang. Deze palen staan echter 10:1 schoor.

Onderkant vloer ligt op ca. NAP - 6,1 m, paalpuntniveau NAP - 20,0 m. De paallengte (verticaal) bedraagt dus 13,9 m. Door schoorstand bevindt de paalpunt zich 1,39 m dichterbij de nieuwbouw. In Plaxis 3D bevindt de dichtstbijzijnde paal zich op puntniveau h.o.h. $11,60 + 0,50 - 1,39 \text{ m} = 10,71 \text{ m}$ vanaf de buitenste palen van de Coolsingeltoren, zie figuur 6-7:

- Hart buitenste paal Coolsingeltoren tot rand metro ingang = 11,60 m;
- Paalkop - rand metro ingang = 0,50 m;
- Schoorstand paal 10:1 => paalpunt 1,39 m dichterbij.



Figuur 6-7: Doorsnede schets randpalen ingang station Stadhuis, oostzijde

6.3 Ausgangspunkten

6.3.1 Toetsingskader zettingsverhang

De toetsing of een zetting van de omgeving nadelig is voor een bestaand bouwwerk wordt gedaan aan de hand van optredende verschillen in zetting binnen het gebouw. Hiervoor worden de rotaties bepaald aan de hand van verschilzettingen tussen funderingselementen.

In de geotechnische norm NEN9997-1 staat het volgende omtrent de toelaatbare rotaties van nieuwbouw.

‘Als eis voor de uiterste grenstoestand (UGT) type B wordt vaak een relatieve rotatie van maximaal 1:100 aangehouden. Voor woonfuncties en woongebouwen wordt in het algemeen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) aangehouden dat de scheefstand en/of de relatieve rotatie niet de waarde 1:300 mag overschrijden.’

In de uiterste grenstoestand (afgekort UGT) situaties gaat het om het ontstaan van constructieve schade. Bij de bruikbaarheidsgrenstoestand (afgekort BGT) grenssituaties betreft het architectonische schade. In het funderingsadvies wordt, met behulp van BGT Eindige-Elementenberekeningen, getoetst op vervormingen en het (strengere) criterium architectonische schade.

Voor bestaande bebouwing is er geen wettelijke grondslag in de vorm van een norm voorhanden. De meest recente richtlijn betreft het Handboek Funderingsherstel van CURNET/SBR d.d. mei 2012, welke voor de toetsing van deze effecten wordt gebruikt. In het Handboek Funderingsherstel wordt voor de relatieve rotatie de grenswaarde van 1:300 aangehouden voor architectonische schade in de BGT (excerpt uit Handboek Funderingsherstel):

Tabel 2-3 Grenswaarden voor hoekverdraaiing bij metselwerk van bestaande bebouwing.

	relatief	absoluut
Hoekverdraaiing	$\beta < 1/300$	$\Theta < 1/100$

Naast het Handboek Funderingsherstel is er ook nog een richtlijn in gebruik, namelijk CUR publicatie 166 waarin ook aandacht is besteed aan de omgevingsinvloed. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen instortingsgevaar, de UGT (constructieve schade) en de BGT (architectonische schade). In dit rapport wordt in principe het strengste criterium aangehouden, namelijk architectonische schade; afhankelijk van de eigendomssituatie van Pompenburg / Havensteder kan voor deze direct aanpandige te slopen bebouwing, door de opdrachtgever mogelijk gekozen worden voor constructieve schade tijdens fase 1 van het project. In CUR166 wordt tevens onderscheid gemaakt tussen stapelbouw en skeletbouw, waarbij voor stapelbouw strengere eisen gelden aangezien de wanden de krachtsafdracht verzorgen. Uit het voorgaande wordt de (strengste) in CUR 166 genoemde rotatie-eis van 1:600 bij neerwaartse beweging (zetting) afgeleid voor stapelbouw / metselwerk en wordt 1:300 afgeleid voor zetting van skeletbouw (excerpt uit CUR 166) :

Tabel 3.9. Toelaatbare grenswaarden relatieve rotatie [Kock].

Kwalificatie	Grens-toestand	Grenswaarde relatieve rotatie β	
		Skeletbouw	Stapelbouw (metselwerk)
architectonische schade (scheuren tot maximaal 5 mm)	BGT	1:300 (algemeen) 1:600 (torenflats) 1:1000 (loodsen)	1:600 (neerwaarts) 1:1200 (opwaarts)
constructieve schade (scheuren 15 - 25 mm)	UGT type B	1:150	1:300 (neerwaarts) 1:600 (opwaarts)
instortingsgevaar	UGT type B	1:75	1:150 (neerwaarts) 1:300 (opwaarts)

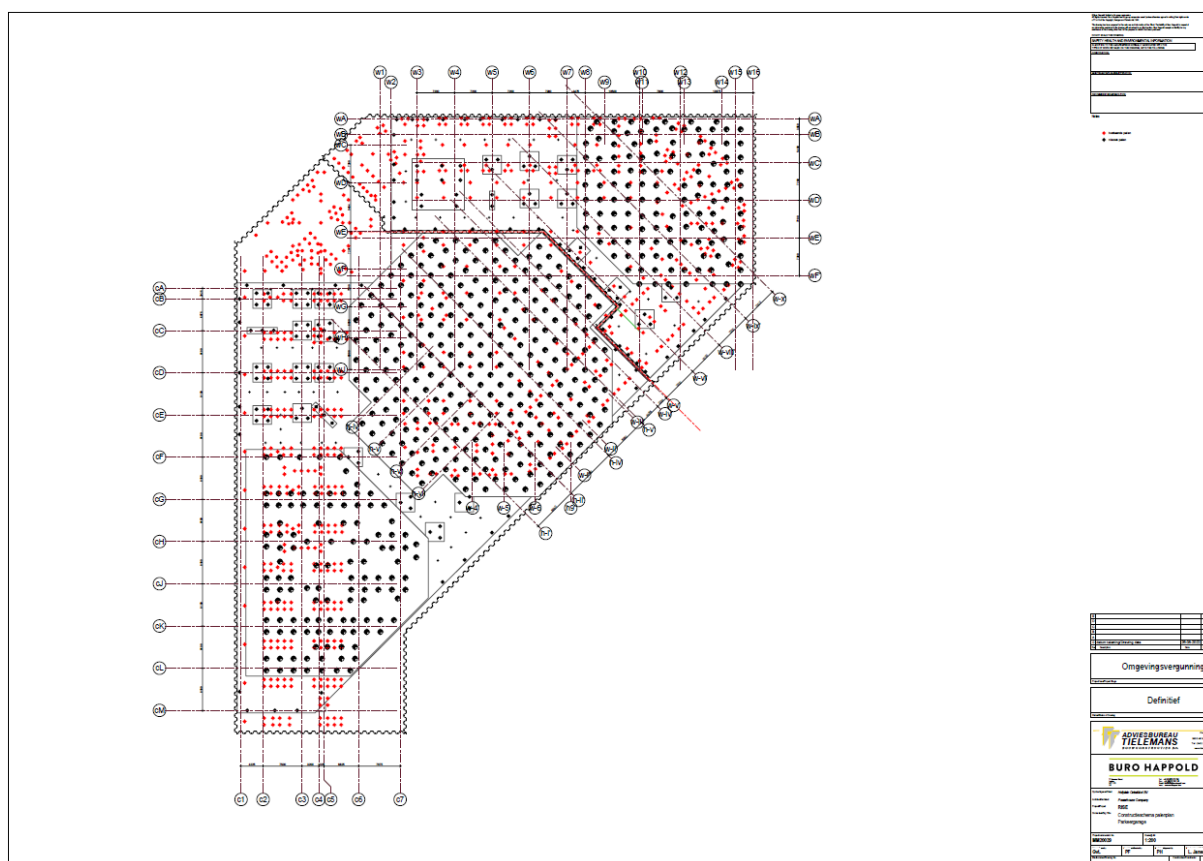
De constructeur dient het type belending / bouwwerk te duiden en de toepasselijkheid van deze rotaties wel te bevestigen. De constructeur kan desnoods onderbouwd van de eis afwijken of (al dan niet lokaal) een ander rotatiemaximum voorschrijven.

Gezien de aard van de genoemde richtlijnen en de daarin genoemde typen constructies zijn deze niet van toepassing op een civiele constructie als de afgezonken metrotunnel. Hiervoor is een speciale aanpak benodigd. Wat betreft de metrobuis heeft Mos Grondmechanica enkel de zettingscontouren aangeleverd. Voor de metro zijn de berekende rotaties door Tielemans (de constructeur) onderzocht in een Eindige-Elementenberekening waarin de vervormingen zijn opgelegd aan een tunnelmoot en de

spanningen zijn onderzocht. Daarnaast spelen voor de metrotunnel aspecten als spoorverkanting en de aansluitingen van de afdichtingen tussen de tunnelmoten een rol.

6.3.2 Constructieve uitgangspunten, palenplan en belastingen

Het palenplan van de 3 woontorens d.d. 26-08-2022, behorende bij de eerder ingediende stukken t.b.v. de omgevingsvergunning, is weergegeven in figuur 6-8.



Figuur 6-8: Palenplan woontorens Rise

In het Plaxis model zijn alle Tubex-groutinjectiepalen $\varnothing_b = 762$ mm, $\varnothing_p = 950$ mm tot NAP -65 m afzonderlijk gemodelleerd met de bijbehorende quasi-blijvende representatieve belasting-combinatie, aangeleverd door de constructeur op 10 februari 2023.

Uit de constructieve model zijn de lokale modelcoördinaten van de poeren en de palen overgenomen. Uit projectgegevens en publieke kaartgegevens zijn de contouren van de bestaande bebouwing t.o.v. de nieuwbouw afgeleid. Deze modelcoördinaten zijn weergegeven in figuur 6-9.

In de Plaxisberekening zijn tevens de poeren van de hoogbouw gemodelleerd. Uitgegaan is van:

- $E_{\text{beton}} = 13.000 \text{ N/mm}^2$;
- $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$; het betongewicht is reeds verdisconteerd in de door de constructeur opgegeven oppervlaktebelasting op aanlegniveau, om die reden wordt uitgegaan van het volumiek gewicht

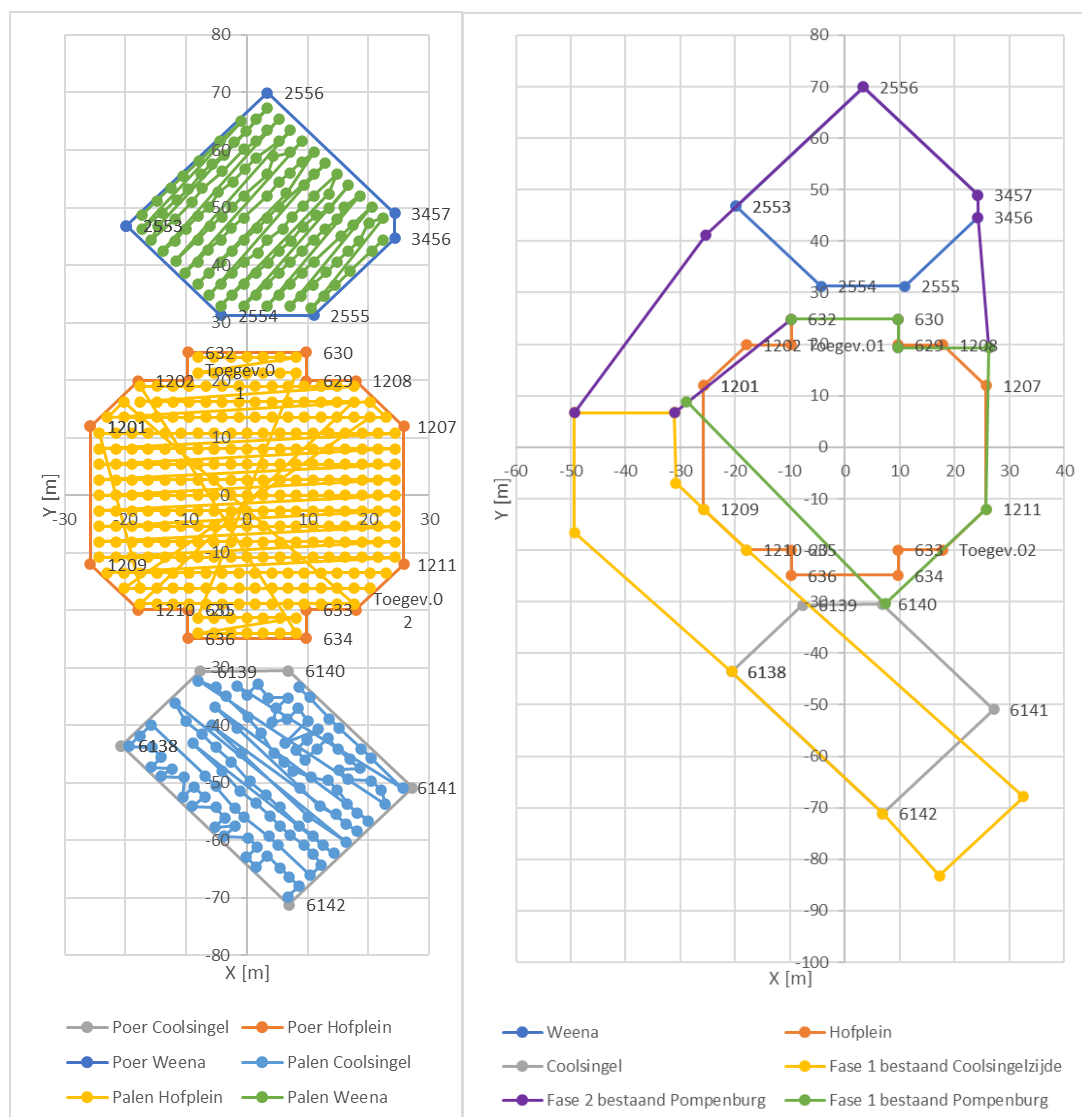
van water zodat de poer onder de grondwaterstand geen extra belasting op de palen toevoegt en ook niet opdrijft;

- Bovenzijde poer op NAP -6,70 m en onderzijde op NAP -9,20 m (2,50 m dikte) voor de Coolsingeltoren;
- Bovenzijde poer op NAP -6,70 m en onderzijde op NAP -10,20 m (3,50 m dikte) voor de Hofpleintoren;
- Bovenzijde poer op NAP -3,20 m en onderzijde op NAP -5,70 m (2,50 m dikte) voor de Weenatoren.

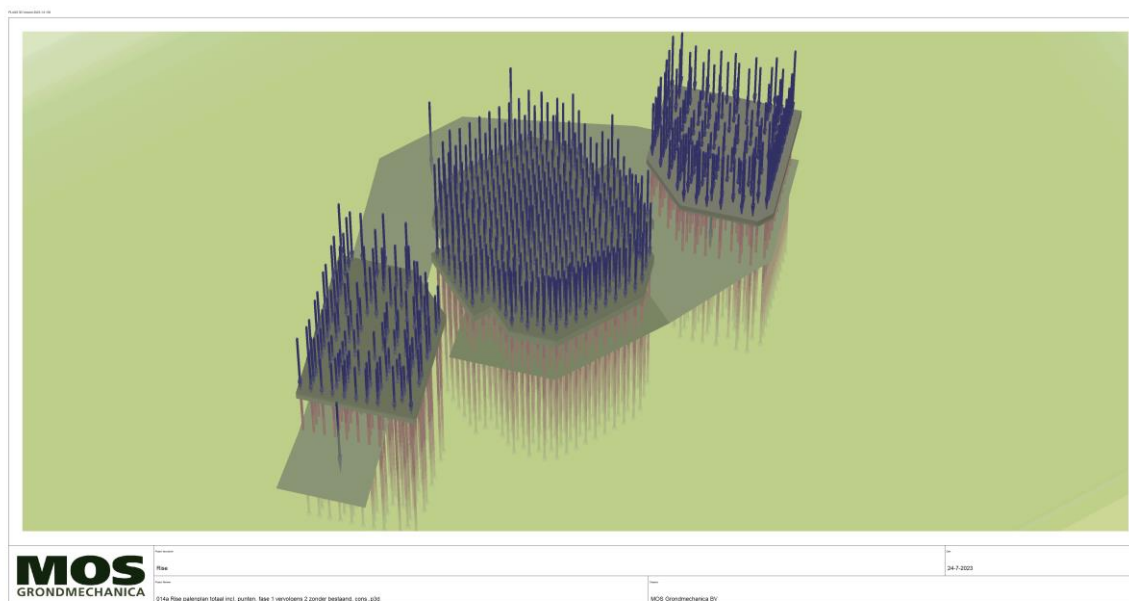
Voor de palen zijn in Plaxis de volgende eigenschappen aangehouden:

- Gemodelleerd als embedded beam elementen;
- $E = 24,81 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$;
- $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$;
- Paalkopniveau op NAP -8,70 m / NAP -9,70 m / NAP -5,20 m (aannee 0,50 m in de 2,50 m dikke poer) en paalpuntniveau op NAP - 65,0 m;
- Voor de diameter van de paal is uitgegaan van een gemiddelde diameter van 0,806 m, het gemiddelde tussen de buisdiameter en de gegroute diameter, waarbij de groutdiameter in kleilagen zekerheidshalve met 0,10 m is gereduceerd.

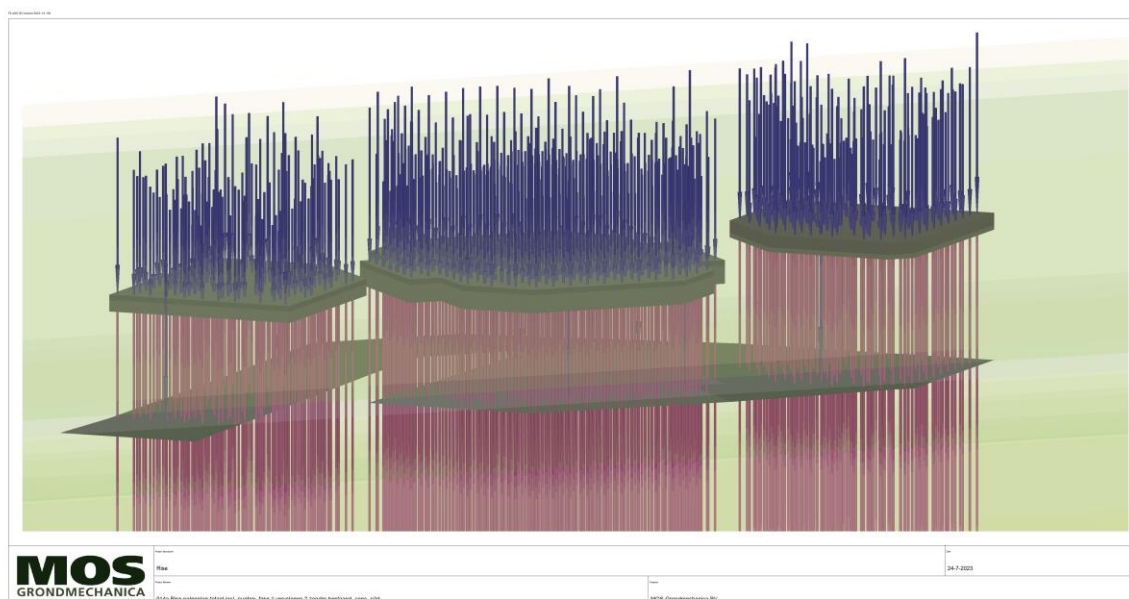
De belastingvlakken vanuit de bestaande, in fase 1 te handhaven bebouwing zijn gemodelleerd op NAP -25 m. Een overzicht van de invoer van het model in Plaxis is weergegeven in de figuren 6-10 en 6-11.



Figuur 6-9: *Bepaling lokale coördinaten poeren en palen uit constructief model; bepaling contour bestaande bouw Pompenburg t.o.v. nieuwbouw*



Figuur 6-10: Aanzicht poeren, palen en belastingvlakken bestaande bebouwing (grondlagen zijn onzichtbaar gemaakt) in Plaxis 3D



Figuur 6-11: Doorsnede aanzicht invoer in Plaxis 3D

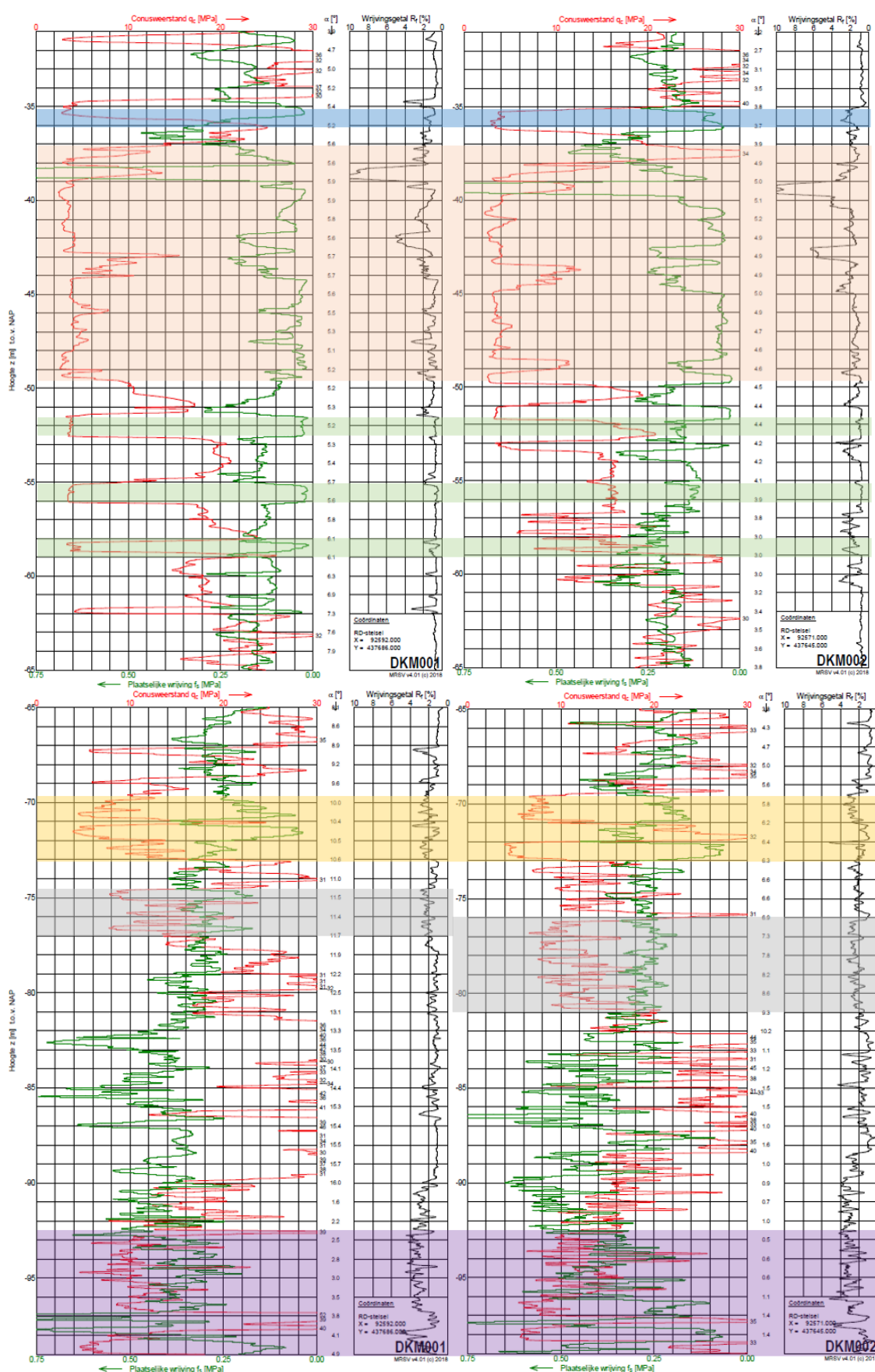
6.3.3 Geotechnische uitgangspunten, grondopbouw en parameters

De grondopbouw is bepaald aan de hand van de resultaten van het uitgevoerde grondonderzoek en Regis II v2.2.

Voor de bepaling van de samendrukkingsparameters van de formatie van Waalre, voor het Soft Soil Creep model, is een analyse uitgevoerd van in het recente verleden door Mos Grondmechanica uitgevoerd grond- en laboratoriumonderzoek (o.a. voor de Zalmhaven en de Cooltower) op monsters

gestoken in de formatie van Waalre. Voor de lagen waar geen laboratoriumonderzoek van beschikbaar is, is tabel 2.b van NEN 9997-1:2017 aangehouden.

Uit dit grond- en laboratoriumonderzoek kunnen op hoofdlijnen 6 afzonderlijke klei-/leemlagen in de formatie van Waalre worden onderscheiden. Deze lagen zijn eveneens waarneembaar bij de op locatie van RISE uitgevoerde sonderingen. In figuur 6-12 zijn deze lagen ter illustratie gevisualiseerd in de diepste sonderingen DKM001 en DKM002 in de Doelstraat: blauw / roze / groen / oker / grijs / violet, respectievelijk Waalre 1, Waalre 2, Waalre 3, Waalre 4, Waalre 5 en Waalre 6.



Figuur 6-12: Klei-/siltlagen in formatie van Waalre

Het geschematiseerde grondprofiel en de bijbehorende in Plaxis gehanteerde grondparameters (afhankelijk van het gekozen grondmodel voor de betreffende laag) zijn vermeld in de tabellen 6-1 t/m 6-3. Het ligt in de bedoeling om een boring met ongeroerde monsternamen en een laboratoriumonderzoek uit te voeren teneinde de samendrukkings- en sterkteparameters van onder andere de formatie van Waalre te bepalen en daarmee de nu gehanteerde parameters te verifiëren.

In Plaxis is voor de grondlagen in het Holocene pakket en de zandlagen het Hardening Soil model gehanteerd en voor de zettingsgevoelige kleilagen in de formatie van Waalre het Soft Soil Creep model; zie figuur 6-13.

Tabel 6-1: Geschematiseerd grondprofiel voor zettingsberekening s_z

b.k. Laag in m t.o.v. NAP	Grondsoort	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	a [-]	b [-]	c [-]	c_v [m ² /s]
+0,3	Zand, top laag	17,0/19,0				
-3,0	Klei, humeus	14,0/14,0	-	-	-	-
-5,0	Veen	13,0/13,0	-	-	-	-
-7,5	Klei, zandig	15,5/16,0	-	-	-	-
-17,0	Zand, vast, Pleistoceen	19,0/21,0	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-34,5	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 1-	18,0/18,0	0,0068	0,0303	0,0007	$2,4 \times 10^{-5}$
-36,2	Zand, kleiig	18,0/20,0	0,0011	0,0033	0	gedraineerd
-38,0	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 2-	19,0/19,0	0,0091	0,0410	0,0010	$1,3 \times 10^{-6}$
-49,5	Zand, kleiig	18,0/20,0	0,0011	0,0033	0	gedraineerd
-51,5	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 3-	20,0/20,0	0,0082	0,0390	0,0009	$4,3 \times 10^{-7}$
-52,5	Zand, kleiig	18,0/20,0	0,0011	0,0033	0	gedraineerd
-55,0	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 3-	20,0/20,0	0,0082	0,0390	0,0009	$4,3 \times 10^{-7}$
-56,0	Zand, kleiig	18,0/20,0	0,0011	0,0033	0	gedraineerd
-58,0	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 3-	20,0/20,0	0,0082	0,0390	0,0009	$4,3 \times 10^{-7}$
-58,8	Zand, vast	19,0/21,0	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-69,5	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 4-	20,0/20,0	0,0029	0,0131	0,0005	$4,3 \times 10^{-7}$
-73,0	Zand, vast	19,0/21,0	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-76,0	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 5-	20,0/20,0	0,0022	0,0100	0,0004	$4,3 \times 10^{-7}$

b.k. Laag in m t.o.v. NAP	Grondsoort	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	a [-]	b [-]	c [-]	c_v [m ² /s]
-81,0	Zand, vast	19,0/21,0	0,0005	0,0016	0	gedraineerd
-92,5	Klei (formatie van Waalre) -Waalre 6-	20,0/20,0	0,0029	0,0131	0,0005	$4,3 \times 10^{-7}$
-99,0	Zand, vast	19,0/21,0	0,0005	0,0016	0	gedraineerd

Tabel 6-2: Parameters Plaxis (Hardening Soil)

Grondlaag	Zand, toplaag	Klei, humeus	Veen	Klei, zandig	Zand, vast, Pleistoceen	Zand, kleilig, diep	Zand, vast, diep	Eenheid
Material model	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS	
γ_{unsat}	17,0	14,0	13,0	15,5	19,0	18,0	19,0	kN/m ³
γ_{sat}	19,0	14,0	13,0	16,0	21,0	20,0	21,0	kN/m ³
E_{50}^{ref}	30×10^3	3×10^3	$1,2 \times 10^3$	5×10^3	70×10^3	40×10^3	55×10^3	kN/m ²
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	30×10^3	3×10^3	$1,2 \times 10^3$	5×10^3	70×10^3	40×10^3	55×10^3	kN/m ²
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	120×10^3	12×10^3	$4,8 \times 10^3$	20×10^3	210×10^3	120×10^3	165×10^3	kN/m ²
power (m)	0,5	0,7	0,8	0,6	0,5	0,5	0,5	
c_{ref}	0	5	5	5	0	0	0	kN/m ²
φ (phi)	30,0	20,0	17,5	25,0	35,0	32,5	35,0	°
ψ (psi)	0,0	0,0	0,0	0,0	5,0	2,5	5,0	°
K_0^{nc}	0,5	0,6580	0,7412	0,6580	0,4264	0,4627	0,4264	-
POP	-	-	-	-	150	150	150	kPa
k_{x}	0,5	$0,03 \times 10^{-3}$	$0,03 \times 10^{-3}$	$0,01 \times 10^{-3}$	5	0,5	1,0	m/dag

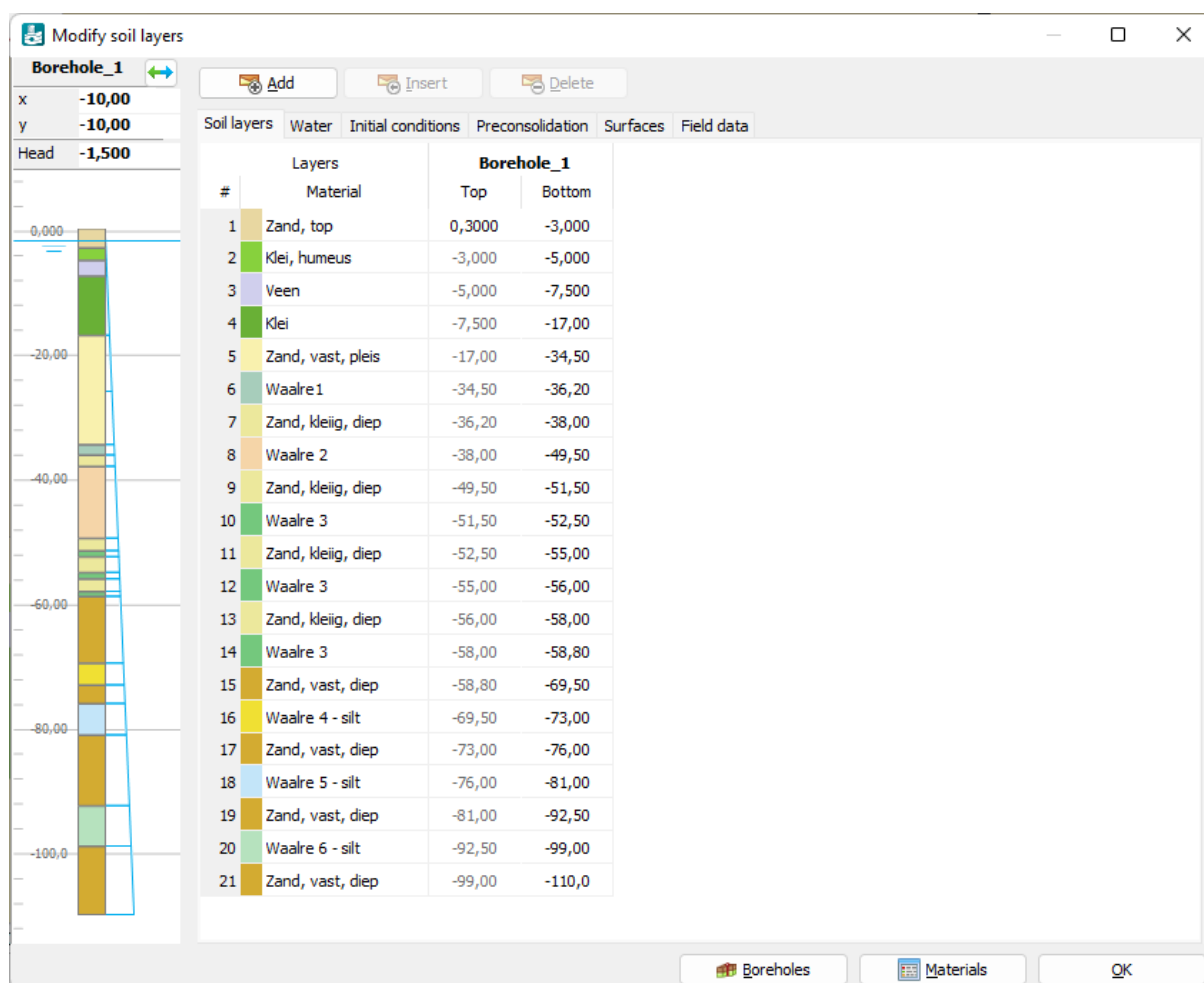
Tabel 6-3: Parameters Plaxis (Soft Soil Creep)

Grondlaag	Waalre 1	Waalre 2	Waalre 3	Waalre 4	Waalre 5	Waalre 6	Eenheid
Material model	Soft Soil Creep	Soft Soil Creep	Soft Soil Creep	Soft Soil Creep	Soft Soil Creep	Soft Soil Creep	
Drainage type	Undrained A	Undrained A	Undrained A	Undrained A	Undrained A	Undrained A	
γ_{unsat}	18,0	19,0	20,0	20,0	20,0	20,0	kN/m ³
γ_{sat}	18,0	19,0	20,0	20,0	20,0	20,0	kN/m ³
λ^* (lambda*)	0,03030	0,04100	0,03900	0,01310	0,01000	0,01310	
κ^* (kappa*)	0,01370	0,01810	0,01640	0,00580	0,00440	0,00580	
μ^* (mu*)	$0,7 \times 10^{-3}$	$1,0 \times 10^{-3}$	$0,9 \times 10^{-3}$	$0,5 \times 10^{-3}$	$0,4 \times 10^{-3}$	$0,5 \times 10^{-3}$	

Grondlaag	Waalre 1	Waalre 2	Waalre 3	Waalre 4	Waalre 5	Waalre 6	Eenheid
C_{ref}	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	kN/m ²
φ (phi)	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	°
ψ (psi)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	°
K_0^{nc}	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774	
POP	150	150	150	150	150	150	kN/m ²
k_x	$1,2 \times 10^{-3}$	$0,019 \times 10^{-3}$	$6,6 \times 10^{-6}$	$6,6 \times 10^{-6}$	$6,6 \times 10^{-6}$	$6,6 \times 10^{-6}$	m/day

De freatische grondwaterstand is aangehouden op NAP - 1,5 m. De stijghoogte in de Pleistocene zandlaag en diepere lagen is eveneens aangehouden op NAP - 1,5 m.

De Formatie van Waalre is in Plaxis 3D overgeconsolideerd aangenomen met een (veilige) POP (Pre-Overburden Pressure) van 150 kPa.



Figuur 6-13: Laagopbouw in Plaxis

6.4 Modellen en fasering

De volgende modellen worden in dit rapport gepresenteerd:

- Totaalmodel waarin de belasting in één fase wordt aangebracht. Omdat de bestaande bebouwing van Valad/Coolsingel en Pompenburg als voorbelasting werkt die de eindzetting verkleint, is ervoor gekozen deze in dit gefaseerde model niet mee te nemen (0 kN/m^2). Dit model is bedoeld voor de toetsing van de omgevingsinvloed op de omgevende objecten (Pompenburg uitgezonderd).
- Totaalmodel waarin de belasting van fase 1 wordt aangebracht en na de bouw van fase 1 de belasting van fase 2 wordt aangebracht. De (gunstige) invloed vanuit de bestaande bebouwing is niet meegenomen omdat deze de uiteindelijke zetting verkleint. Dit model is bedoeld voor de toetsing van de omgevingsinvloed op de omgevende objecten (Pompenburg uitgezonderd).
- Model voor fase 1 waarin de invloed van en op de bestaande, in fase 1 te handhaven bebouwing van Pompenburg wordt beschouwd, waarbij de belasting vanuit Pompenburg aangehouden is op de maximaal aangegeven waarde van 159 kN/m^2 . Het gaat om verschilvormingen in de nieuwbouw van fase 1 én de bestaande bebouwing Pompenburg. Hierbij is ook een eindzetting beschouwd voor het geval fase 2 niet kan worden gerealiseerd én de in fase 1 te handhaven bebouwing Pompenburg niet wordt gesloopt.
- Model voor fase 1 waarin de invloed van en op de bestaande, in fase 1 te handhaven bebouwing van Pompenburg wordt beschouwd, waarbij de belasting vanuit Pompenburg aangehouden is op 0 kN/m^2 . Het gaat om verschilvormingen in de nieuwbouw van fase 1 én de bestaande bebouwing. Hierbij is ook een eindzetting beschouwd voor het geval fase 2 niet kan worden gerealiseerd.

Voor de minimale leeftijd van de omringende bebouwing is 50 jaar aangehouden. De belasting vanuit de omringende bebouwing zelf (Stadhuis, metro en politiebureau) is momenteel nog niet opgegeven en conservatief buiten beschouwing gelaten. Voor de leeftijd van de bestaande bebouwing Valad/Coolsingel en Pompenburg is uitgegaan van 40 jaar.

Om het effect van wateroverspanningen niet te onderschatten, is de belasting vanuit de nieuwbouw in één dag aangebracht. De tijd benodigd voor de bovenbouw /ruwbouw van fase 1 is aangehouden op 3 jaar, evenals de bovenbouw van fase 2. Daarna is een levensduur van 100 jaar beschouwd waarin consolidatie en kruip in de ondergrond optreden.

6.5 Resultaten

6.5.1 Uitwerking zettingswaarden

De zettingswaarden op alle gridpunten op de horizontale vlakken van het funderingsniveau van de nieuwbouw: NAP -65 m, het funderingsniveau van de in het Pleistoceen gefundeerde belendingen (Stadhuis, metrotunnel en politiebureau): NAP -20 m en het funderingsniveau van de in fase 2 te slopen aangrenzende bebouwing Pompenburg (van Havensteder): NAP -25 m zijn in Surfer omgezet naar een regelmatig raster ten behoeve van interpolatie en presentatie van isolijnen.

Vervolgens is in Surfer uit de zettingen het zettingsverhang berekend. Dit is het verschil in zetting op 2 locaties gedeeld door de afstand tussen de locaties (de eerste afgeleide van de zetting naar de afstand).

De rotatie is voor veel constructies een maat voor toegenomen spanning in de constructie. Daarbij dient te worden opgemerkt dat het nu in de figuren gepresenteerde maximale zettingsverhang onder een constructie, veelal aan de gevel van de betreffende constructie, in de ondergrond door twee oorzaken veelal groter zal zijn dan de rotatie van de erop gefundeerde constructie: ten eerste zorgt de afstand tussen de funderingselementen (palen) ervoor dat er gemiddeld op een kleiner zettingsverhang mag worden gerekend op grotere afstand van de nieuwbouw; ten tweede zorgt de stijfheid van de constructie (funderingsbalken en bovenbouw) voor een kleinere rotatie van de constructie zelf. Pas bij gelijkblijvend zettingsverhang in de ondergrond over een grotere afstand wordt de rotatie van de constructie gelijk aan die in de ondergrond. Het gepresenteerde zettingsverhang in de ondergrond op een bepaalde locatie is daarmee een bovengrens voor de rotatie van de constructie.

De in Surfer verkregen data is ingelezen in QGis om de isolijnen voor zetting en zettingsverhang te kunnen weergegeven op een kadastrale ondergrond. Hiertoe zijn de modelcoördinaten tevens getransleerd en geroteerd.

6.5.2 Visualisatie en interpretatie resultaten belendingen Stadhuis, politie en metro

Voor de presentatie van de isolijnen van de zettingen zijn de autonome zettingen, berekend in een apart model zonder constructieve objecten, in mindering gebracht. De berekende waarde van de autonome zetting bedraagt 8 mm in 100 jaar op het funderingsniveau van de nieuwbouw, NAP -65 m, en 22 mm in 100 jaar op het funderingsniveau van de belendingen in de Pleistocene zandlaag, op NAP -20 m à NAP -25 m. N.B. Dit is een autonome zetting door kruip en consolidatie onder hoge korrelspanning op het niveau van de paalfunderingen. Bodemdaling in Nederland zoals weergegeven op zettingskaarten wordt voornamelijk veroorzaakt door oxidatie en kruip in ondiepere Holocene lagen en is voor deze zettingsbeschouwing niet relevant.

De zettingen van de nieuwbouw, gefundeerd op NAP -65 m, na de bouw en na 100 jaar, berekend in het totaalmodel zonder bouwfasering, zijn weergegeven in figuur 6-14. De zettingen van de nieuwbouw na de bouw en na 100 jaar, berekend in het totaalmodel met bouwfasering fase 1 en fase 2, zijn weergegeven in figuur 6-15 voor de bouw fase 1, figuur 6-16 voor de bouw fase 2 en figuur 6-17 voor de eindzetting. Het betreft s_2 zettingen, dat wil zeggen de zetting door samendrukking van de beneden het paalpuntniveau aanwezige samendrukbare lagen; dus exclusief de directe paalpuntzetting eigen aan het paaltype en de paalverkorting (samen s_1) zoals opgegeven in paragraaf 4.5.

De maximale eindzetting van de nieuwbouw, onder de Hofpleintoren en berekend in het totaalmodel zonder bouwfasering, bedraagt 161 mm na 50 jaar (ter vergelijking met de in DSettlement over 50 jaar berekende waarde van 164 mm voor het gemiddeld grondprofiel in hoofdstuk 5) en 170 mm na 100 jaar. Door bouwfasering, die ook voor 4 jaren extra bouwtijd zorgt in het model ten gevolge van het heiwerk en het storten van de poer van fase 2 (samen 1 jaar) en de nieuwbouw van fase 2 (3 jaar), neemt de zetting niet significant toe, namelijk 4 mm. Na correctie voor autonome zetting bedraagt de maximale eindzetting van de nieuwbouw na 100 jaar in het totaalmodel met bouwfasering **166 mm**. Voor de Hofpleintoren zelf ontstaat in fase 1 een lichte scheefstand naar de Coolsingeltoren, namelijk ca. 20 mm verschilzetting tussen de uiterste randen van de poeren, zie figuur 6-15. Na de bouw van fase 2 en in de eindsituatie nivelleert dit zettingsverschil en resulteert een lichte scheefstand tussen de uiterste poerranden van 0 tot 10 mm naar de Weenatoren, zie de figuren 6-16 en 6-17. Zoals eerder gesteld zijn

de resultaten voor de nieuwbouw zelf nog indicatief. Na aanpassing van de paalbelastingen zoals beschreven in paragraaf 6.1 kan de zetting onder de hoogbouw zelf en met name het zettingsverschil tussen midden en rand (komvorming) verder worden geëvalueerd. Deze komvorming zal, ook bij het verplaatsen van de belastingconcentraties verder naar het midden van de poeren, naar verwachting gunstiger uitvallen dan in DSettlement berekend en in hoofdstuk 5 gepresenteerd. Dit ten gevolge van de stijfheid van de grondlagen waarin de paalschachten door schuifspanningen in de draagkrachtige lagen samenwerken en de stijfheid van de funderingspoeren; deze effecten zijn in Plaxis 3D verdisconteerd.

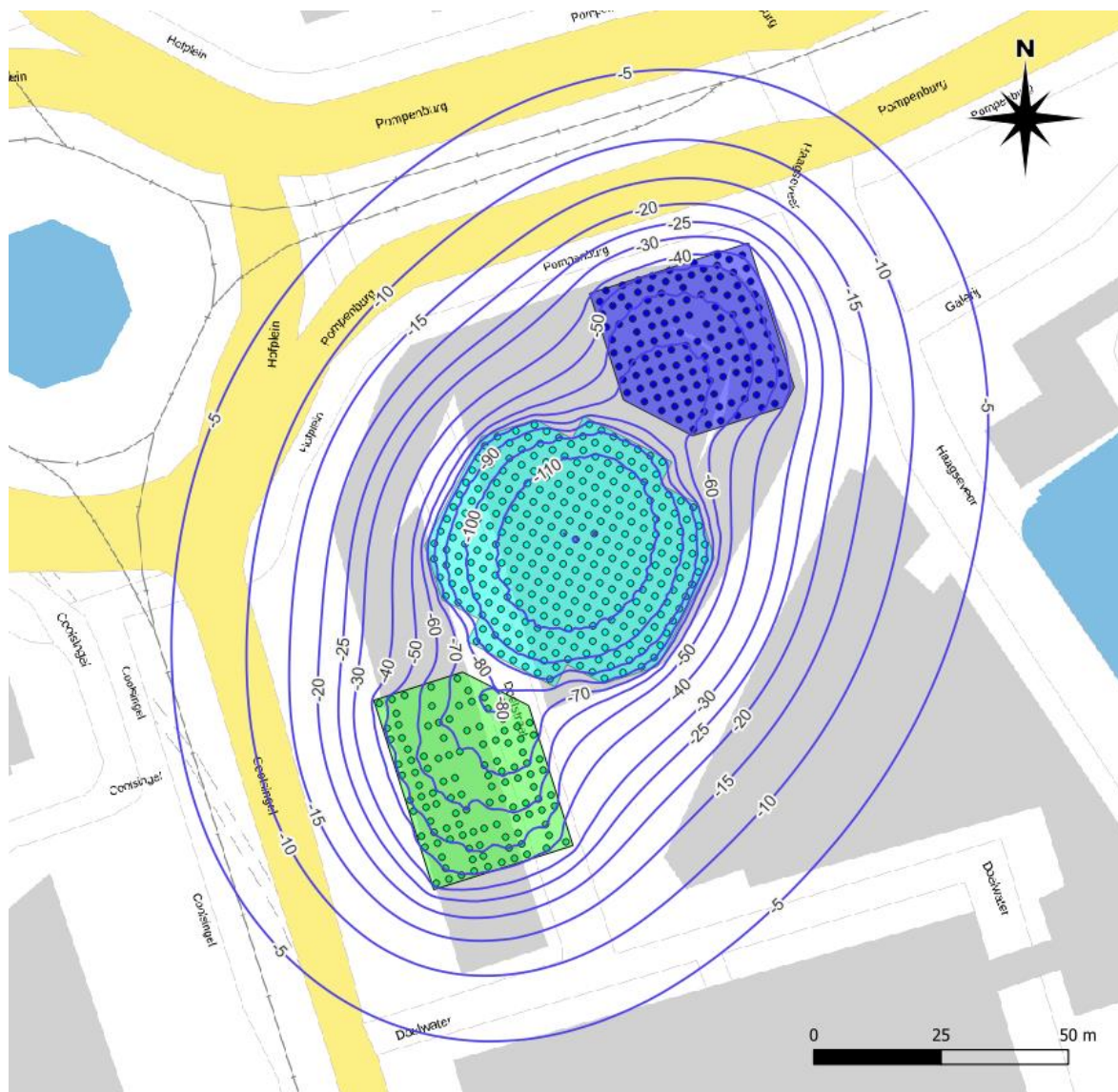
Uit een vergelijking van de zettingen in de omgeving blijkt dat de invloedsstraal in Plaxis - de zettingstrog - groter is dan in DSettlement en de invloed op de belendingen Stadhuis, politie en metrotunnel ook groter is. Met het oog op de modellerings eigenschappen van Plaxis 3D en eerder in Rotterdam via Skygeo waargenomen zettingen van gebouwen direct naast zakkende hoogbouw wordt de hier geprognoseerde en gepresenteerde zettingstrog een bovengrens geacht.

De omgevingszettingen na 100 jaar op NAP -20 m, het funderingsniveau van de belendingen Stadhuis, politie en metro, berekend in het totaalmodel zonder bouwfaserings, zijn weergegeven in figuur 6-18. De omgevingszettingen na 100 jaar, berekend in het totaalmodel mét bouwfaserings fase 1 en fase 2, zijn weergegeven in figuur 6-19. Uit de resultaten blijkt dat het effect van faserings op de uiteindelijke eindzetting in de omgeving nihil is; ter plaatse van de belendingen liggen de contouren op elkaar.

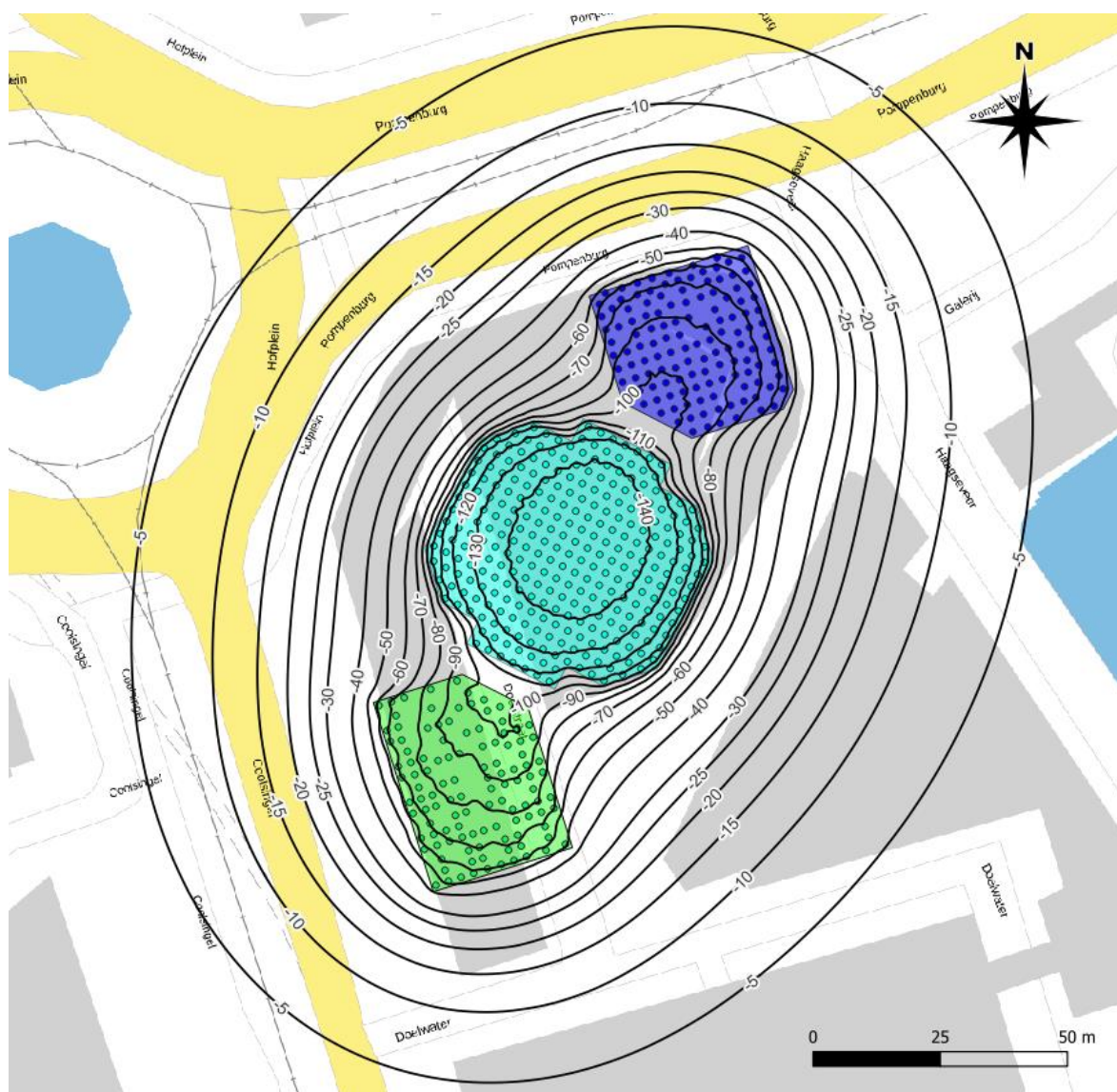


Figure 1

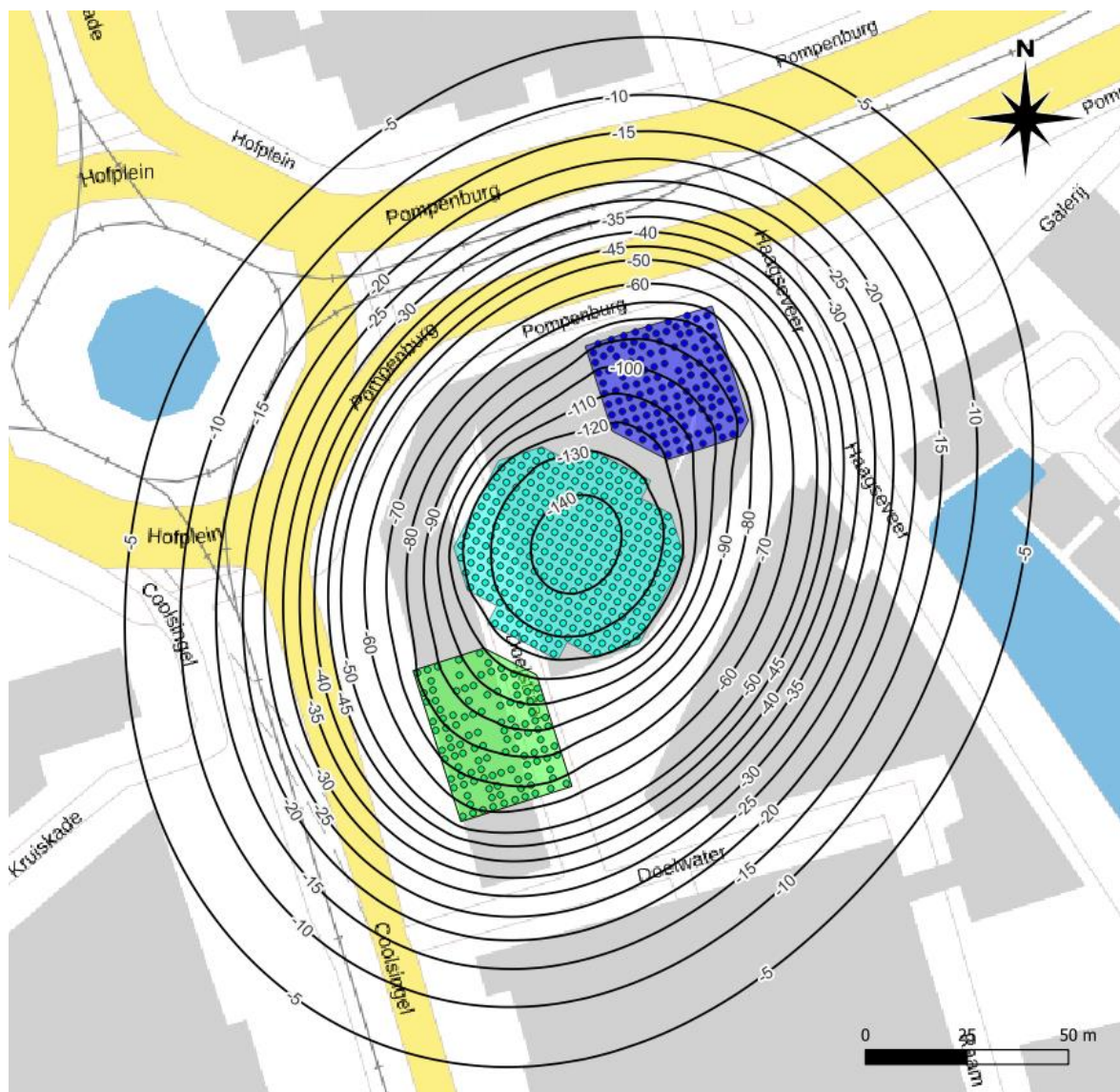
[illegible]



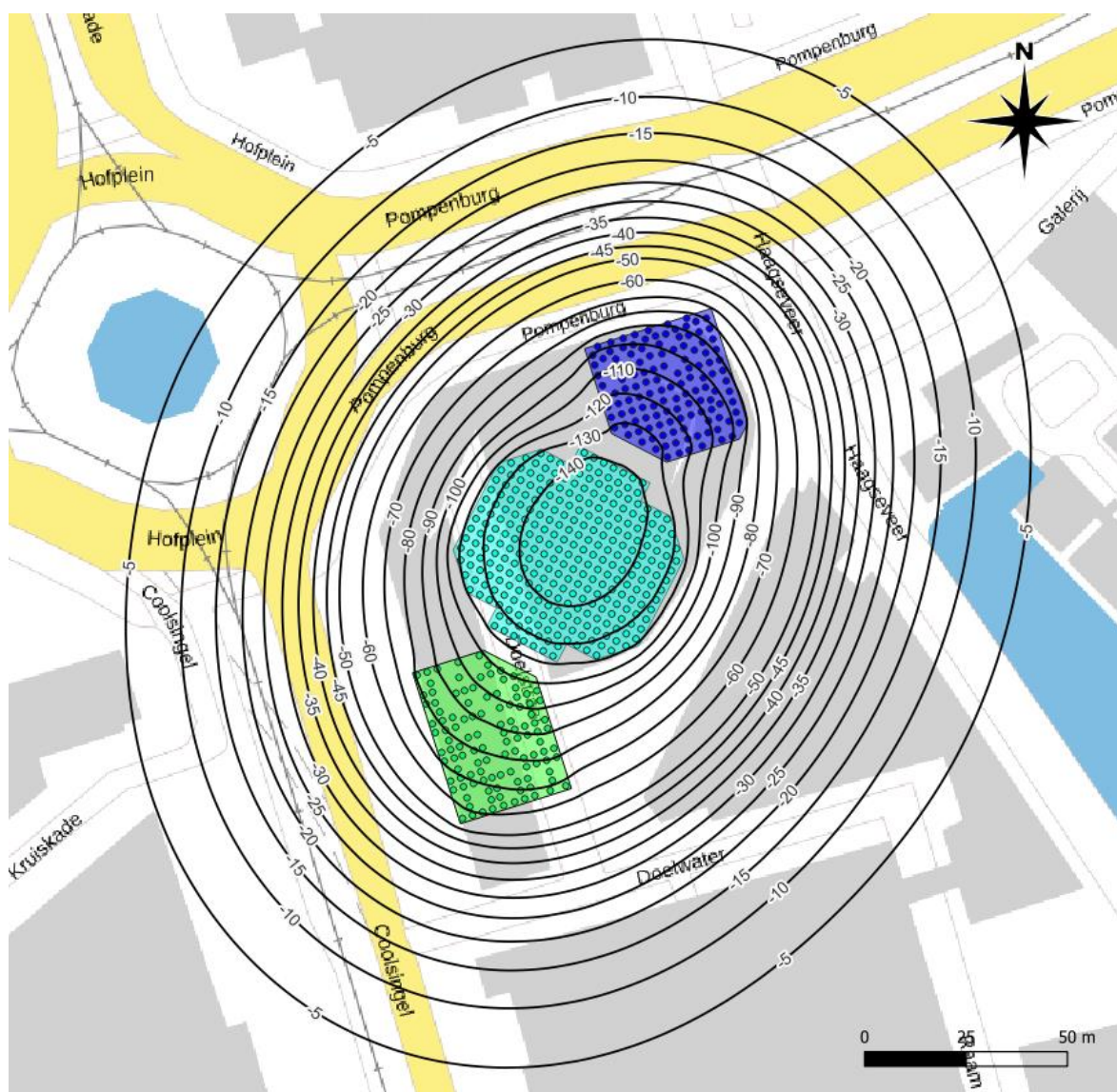
Figuur 6-16: Zetting nieuwbouw uit totaalmodel met bouwfasering, na bouw fase 2 (blauw); omgeving is niet relevant in deze figuur op NAP -65 m



Figuur 6-17: Zetting nieuwbouw uit totaalmodel met bouwfasering, eindzetting na 100 jaar (zwart); omgeving is niet relevant in deze figuur op NAP -65 m

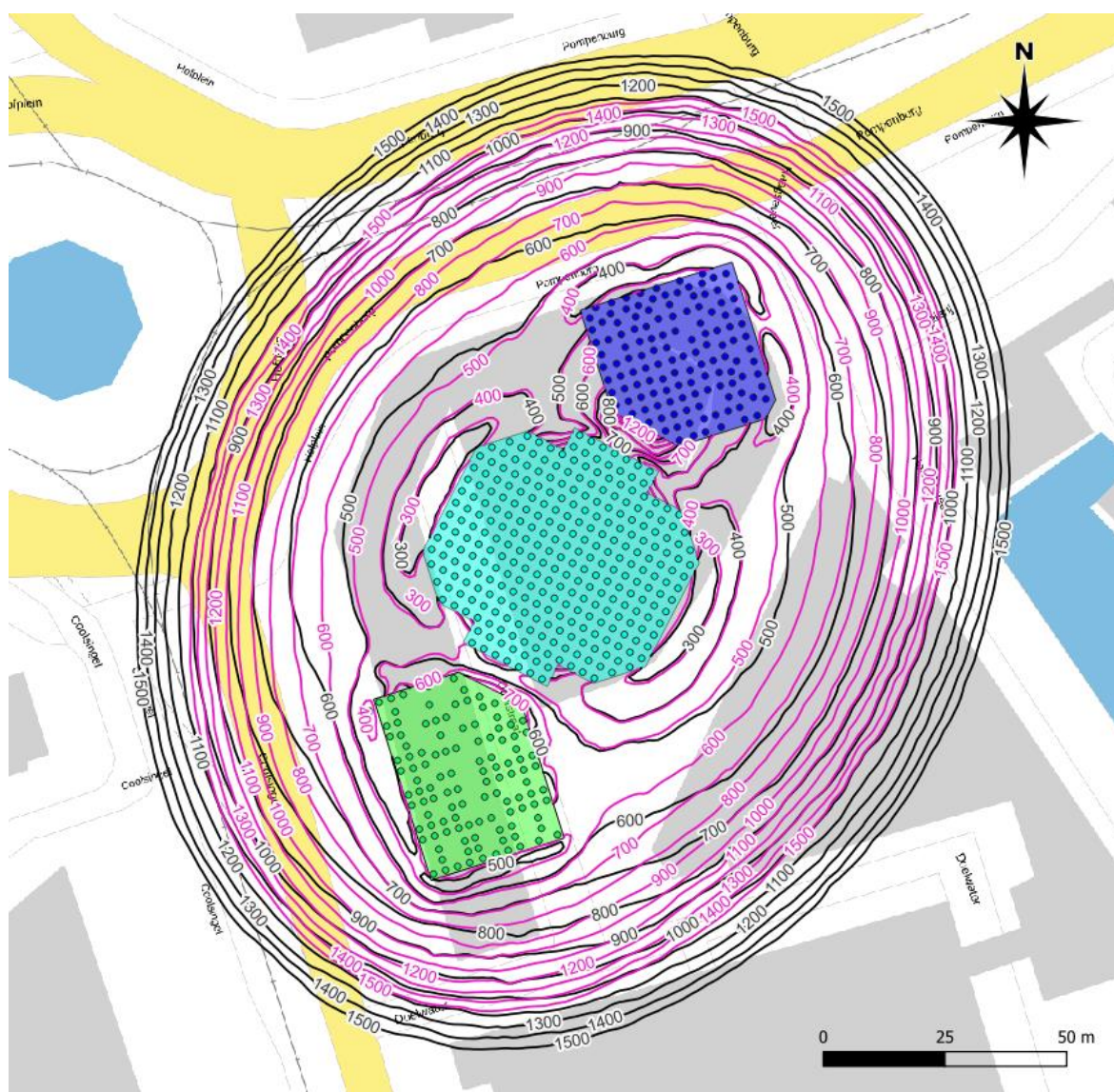


Figuur 6-18: Omgevingszetting na 100 jaar uit totaalmodel zonder bouwfasering (zwart); contouren onder nieuwbouw zelf zijn niet relevant in deze figuur op NAP -20 m



Figuur 6-19: Omgevingszetting na 100 jaar uit totaalmodel mét bouwfaserings (zwart); contouren onder nieuwbouw zelf zijn niet relevant in deze figuur op NAP -20 m

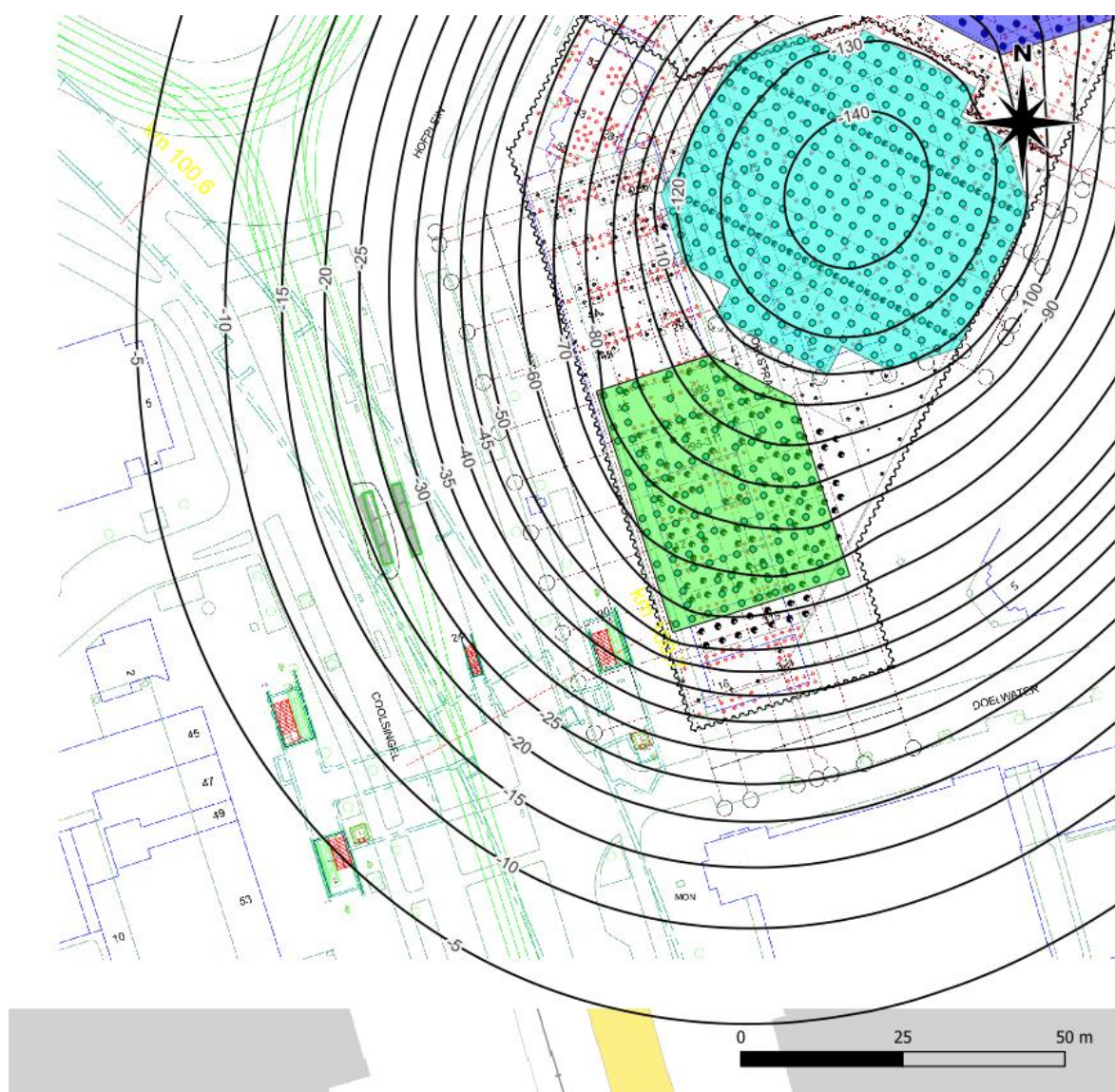
Het zettingsverhang in de omgeving na de bouw (als indicatie) en na 100 jaar op NAP -20 m, berekend in het totaalmodel zonder bouwfaserings, zijn weergegeven in figuur 6-20.



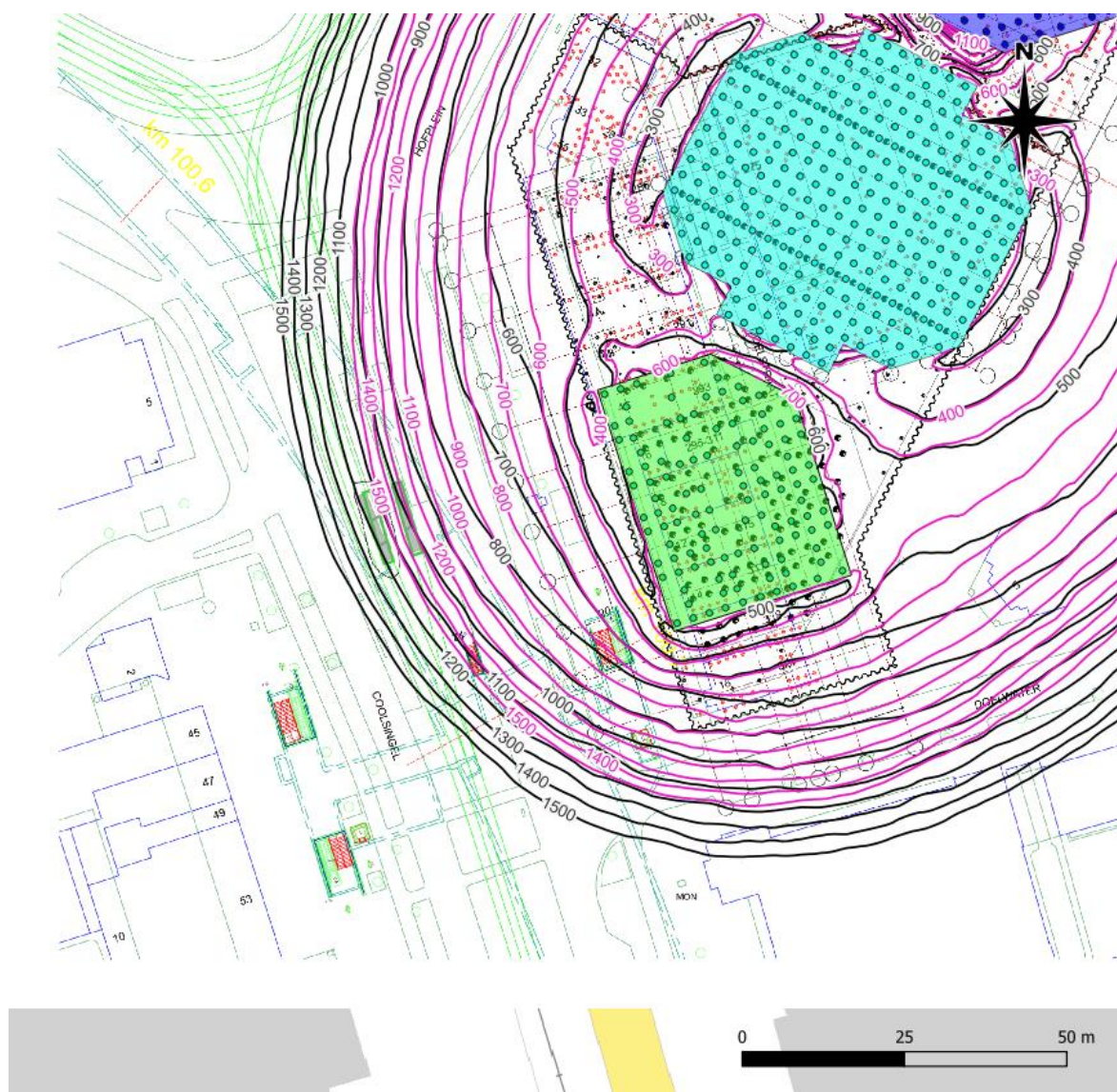
Figuur 6-20: Zettingsverhang omgeving uit totaalmodel zonder bouwfasering

De zettingen ter plaatse van de metro na de bouw (als indicatie) en na 100 jaar op NAP -20 m, berekend in het totaalmodel zonder bouwfasering, zijn weergegeven in figuur 6-21 respectievelijk figuur 6-22. Het zettingsverhang ter plaatse van de metro na de bouw (als indicatie) en na 100 jaar op NAP -20 m, berekend in het totaalmodel zonder bouwfasering, zijn weergegeven in figuur 6-23. De te verwachten vervormingsverschillen van de metro zijn door Tielemans ter toetsing opgelegd aan metromoot W5.





Figuur 6-22: Zetting metro uit totaalmodel zonder bouwfaserings, situatie na 100 jaar



Figuur 6-23: Zettingsverhang metro uit totaalmodel zonder bouwfaserings, situatie na bouw (magenta) en na 100 jaar (zwart)

De berekende zettingen en rotaties in de eindsituatie na 100 jaar ter plaatse van de belendingen Stadhuis, metro en politiebureau zijn in tabel 6-4 samengevat. Voor het dichtstbijzijnde deel van de metro-ingang en het dichtstbijzijnde deel van het politiebureau is in plaats van de lokale grondrotatie (het zettingsverhang) de werkelijke (kleinere) rotatie berekend op basis van het paalstramien van de bovenbouw (nog geen rekening houdend met de stijfheid van de fundering en bovenbouw).

Tabel 6-4: Berekende zettingen ter plaatse van belendingen

Object	Type constructie	Berekende zetting rand constructie [mm]	Rotatie berekend	Rotatie toetswaarde	Voldoet aan richtlijnen
Stadhuis	Stapelbouw	21	< 1 : 1200	1 : 600	Ja
Metro-ingang	Stapelbouw	50 mm buitenste schoorpaal (43 mm paal andere zijde ^{a)})	< 1 : 750	1 : 600	Ja ^{b)}
Metro-buis	Specifieke civiele constructie	33	< 1 : 850	N.v.t.	Specifiek getoetst door constructeur
Politiebureau nieuw deel aan de westzijde	Skeletbouw met kolommen	74 mm gevel (63 mm bij volgende palenrij ^{c)})	1:520 ^{d)}	1 : 300	Ja
Politiebureau oud deel aan de noordoostzijde	Stapelbouw	40	1 : 680	1 : 600	Ja

a) Op 5,3 m afstand van de eerste palenrij.

b) Zetting en rotatie bij aansluiting op metrotunnelmoot te toetsen door constructeur.

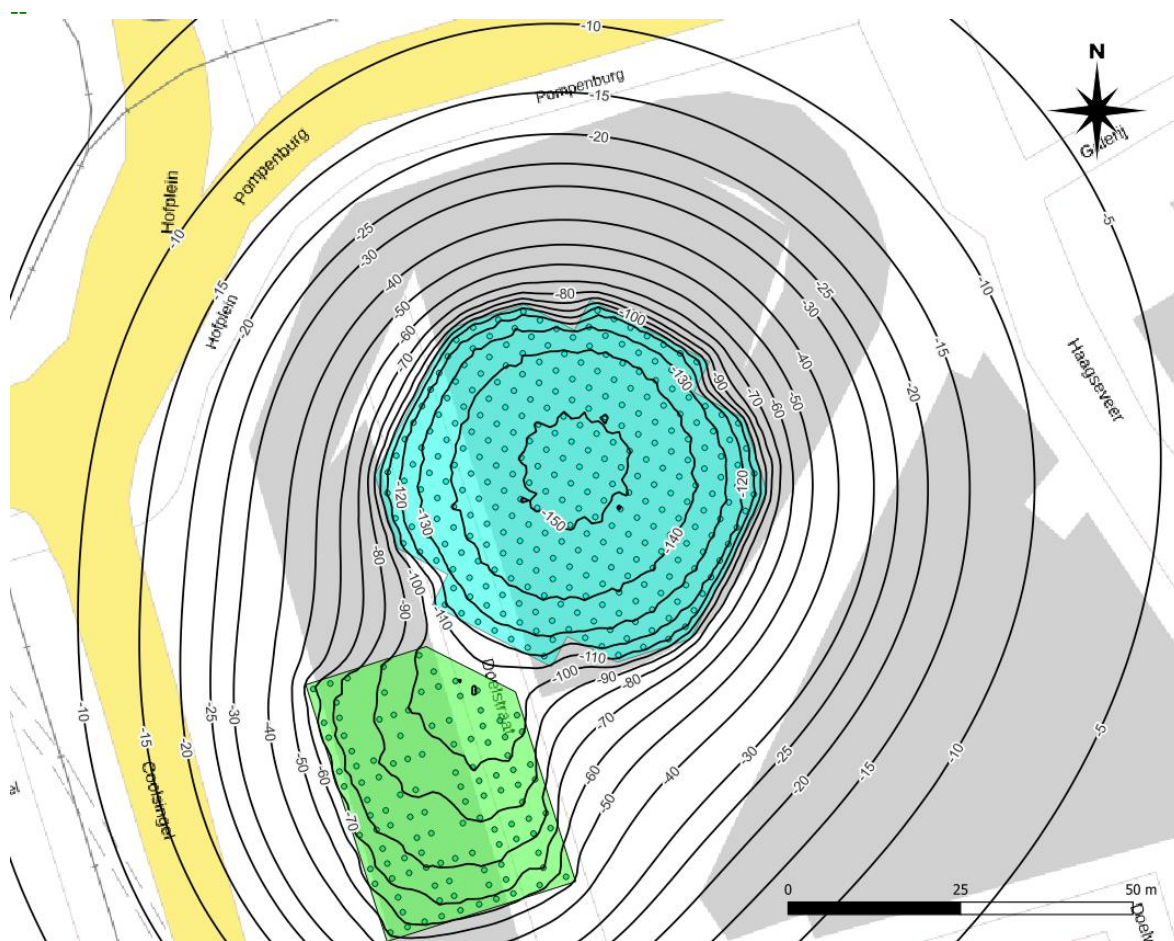
c) Op 5,7 m afstand van de eerste palenrij.

d) De rotatie voor het politiebureau (niet ontworpen voor resterende levensduur 100 jaar) is na 50 jaar niet significant anders.

Gezien de grootte van de berekende rotaties lijken deze acceptabel en voldoen aan de richtlijnen. De definitieve toetsing dient in overleg met de constructeur plaats te vinden. Zoals reeds eerder gesteld is voor de metro een aparte constructieve toetsing uitgevoerd.

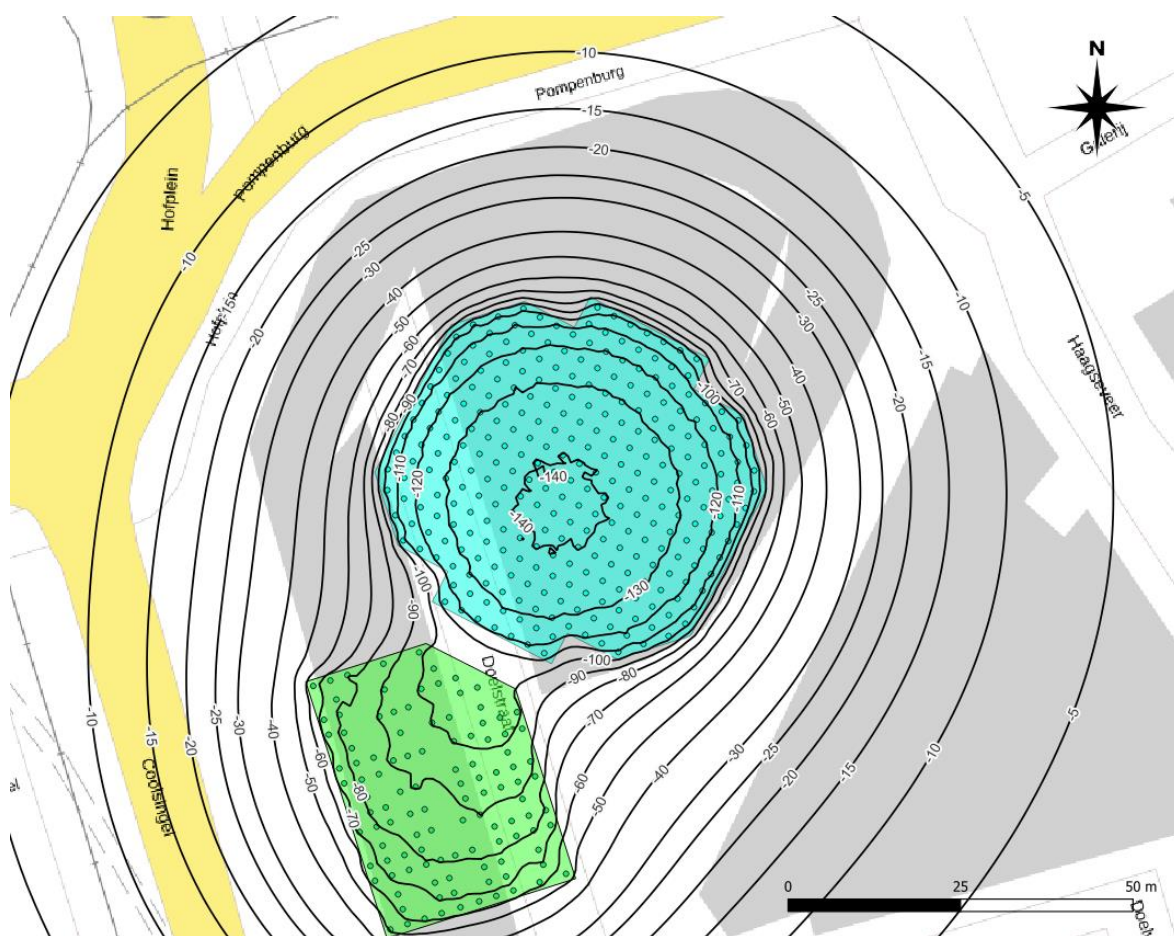
6.5.3 Visualisatie en interpretatie resultaten belending Pompenburg

De eindzettingen na 100 jaar van de nieuwbouw van fase 1, gefundeerd op NAP -65 m, waarbij het in fase 1 te handhaven gedeelte van Pompenburg niet wordt gesloopt (als scenario), zijn weergegeven in figuur 6-24 vanuit het model waarin voor Pompenburg een oppervlaktebelasting is aangehouden van 159 kN/m². De zettingscontouren direct na de realisatie van fase 1 zijn overeenkomstig, de zetting neemt na de bouw alleen nog toe. De Hofpleintoren zakt marginaal naar de bestaande bebouwing toe, de restzetting vanuit de bestaande bouw heeft geen noemenswaardige invloed op de zetting van de diep gefundeerde hoogbouw.



Figuur 6-24: Zetting fase 1 uit model met te handhaven Pompenburg 159 kN/m^2 , eindzetting na 100 jaar (zwart); omgeving is niet relevant in deze figuur op NAP -65 m

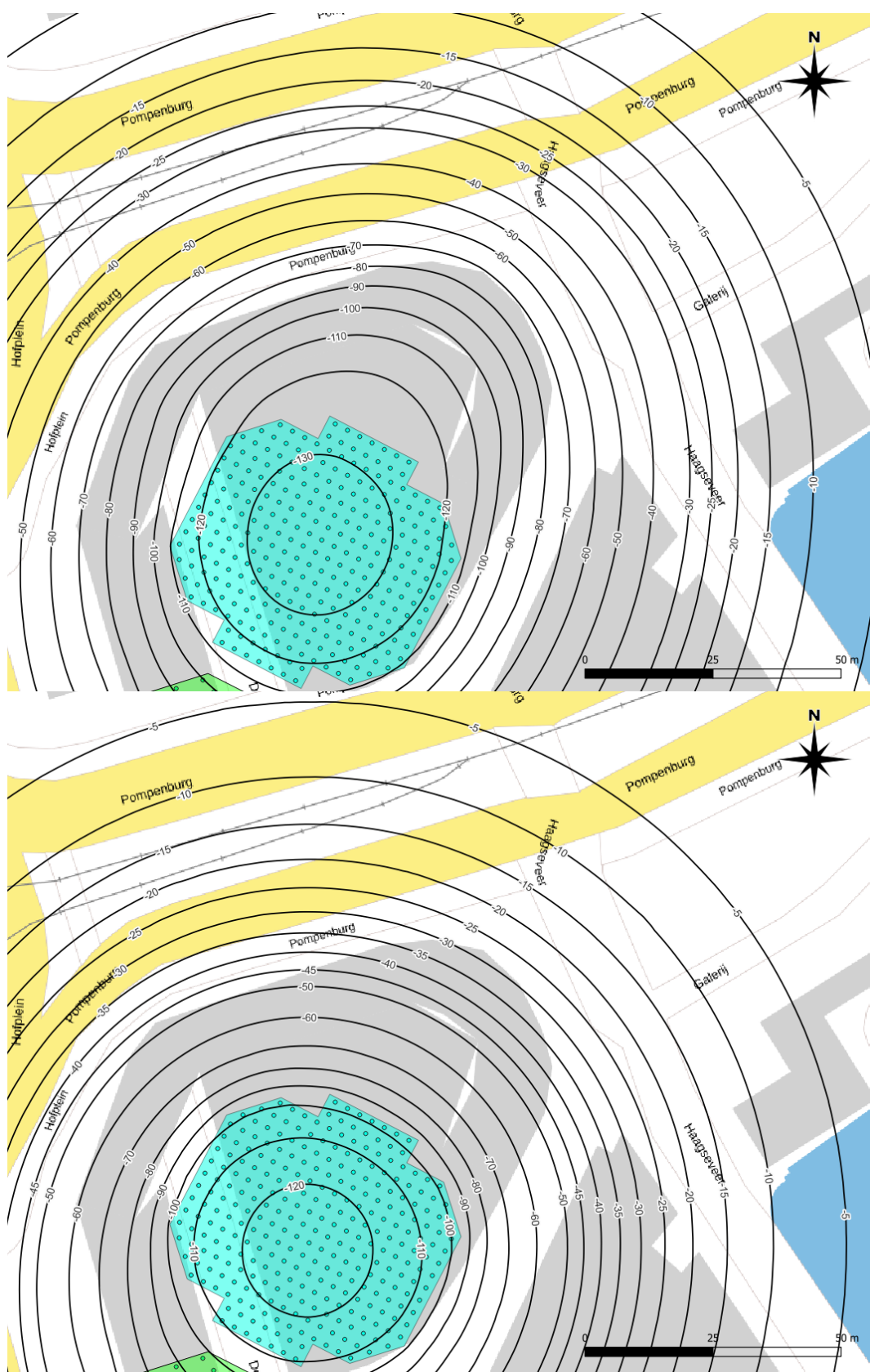
De eindzettingen na 100 jaar van de nieuwbouw van fase 1, gefundeerd op NAP -65 m, waarbij het in fase 1 te handhaven gedeelte van Pompenburg niet wordt gesloopt en fase 2 niet wordt gerealiseerd, zijn weergegeven in figuur 6-25 vanuit het model waarin voor Pompenburg een oppervlaktebelasting is aangehouden van 0 kN/m^2 . De zettingscontouren direct na de realisatie van fase 1 zijn overeenkomstig, de zetting neemt na de bouw alleen nog toe. De Hofpleintoren en de Coolsingeltoren zakken enigszins naar elkaar toe waarbij het zettingsverschil na 100 jaar tussen de poerranden van de Hofpleintoren ca. 25 mm bedraagt.



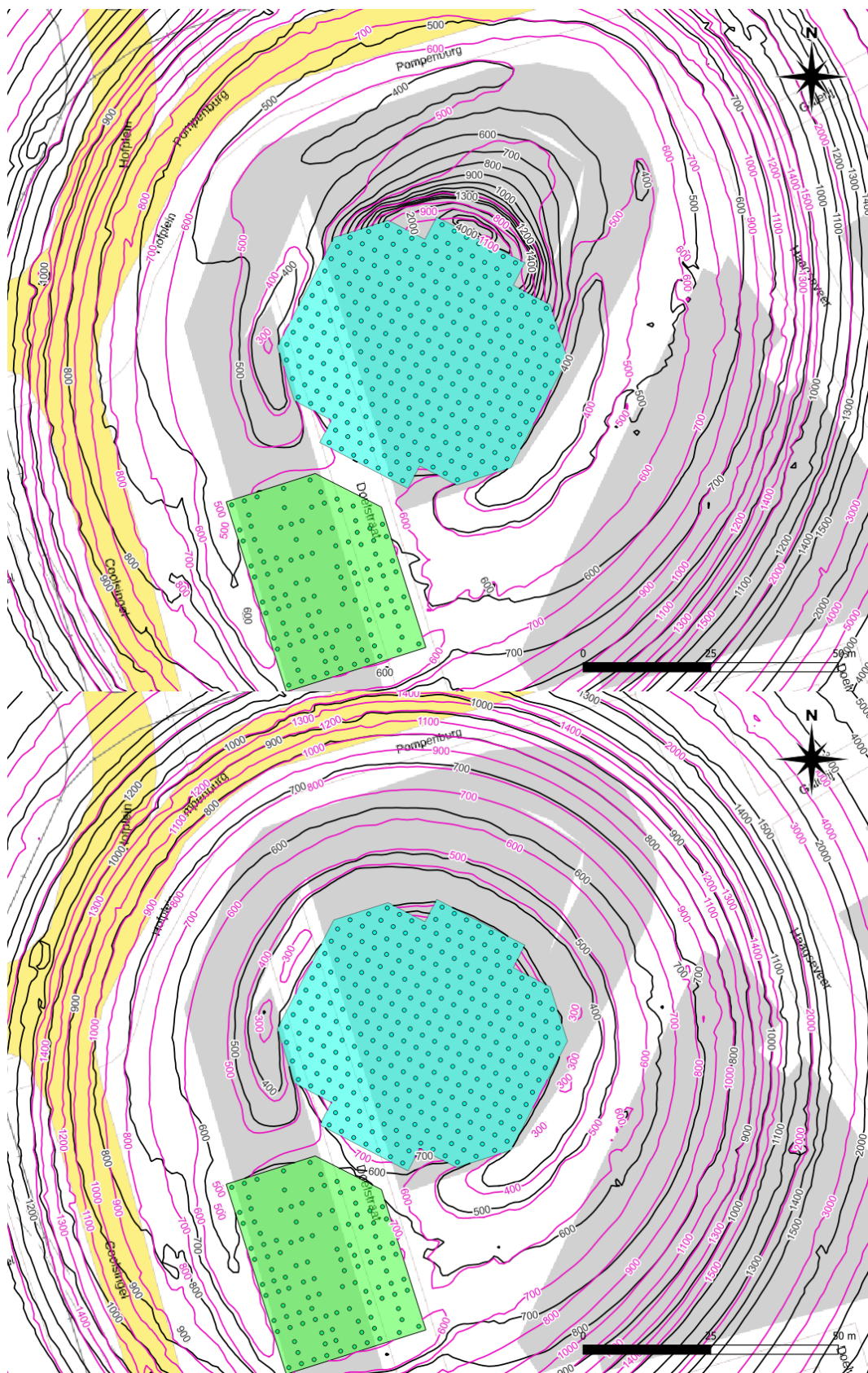
Figuur 6-25: Zetting fase 1 uit model met te handhaven Pompenburg 0 kN/m², eindzetting na 100 jaar (zwart); omgeving is niet relevant in deze figuur op NAP -65 m

De eindzettingen van Pompenburg na 100 jaar op NAP -25 m, het funderingsniveau van Pompenburg, berekend in de modellen waarin het in fase 1 te handhaven gedeelte van Pompenburg niet wordt gesloopt en fase 2 niet wordt gerealiseerd, zijn weergegeven in figuur 6-26.

Het zettingsverhang ter plaatse van Pompenburg na de bouw en na 100 jaar op NAP -25 m, het funderingsniveau van Pompenburg, berekend in de twee modellen waarin het in fase 1 te handhaven gedeelte van Pompenburg niet wordt gesloopt en fase 2 niet wordt gerealiseerd, is weergegeven in figuur 6-27.



Figuur 6-26: Zetting Pompenburg uit modellen met te handhaven Pompenburg, eindzetting na 100 jaar; boven met Pompenburg 159 kN/m² en onder met Pompenburg 0 kN/m²; de zetting van de nieuwbouw zelf is niet relevant in deze figuur, het gaat om het grijze gedeelte



Figuur 6-27: Zettingsverhang Pompenburg uit modellen met te handhaven Pompenburg, eindzetting na 100 jaar; boven met Pompenburg 159 kN/m² en onder met Pompenburg 0 kN/m²; situatie na bouw (magenta) en na 100 jaar (zwart)

De berekeningen en figuren geven een worst case inzicht in de te verwachten zettingen en zettingsverschillen van Pompenburg. De maximale rotatie van Pompenburg bedraagt 1:300, deze treedt zeer lokaal op. Tussen palenrijen in een wat groter gebied wordt een rotatie van ca. 1:400 verwacht. Deze rotatie voldoet aan de toetswaarde van 1:300 voor skeletbouw, deze waarde is in een eerder stadium ook door de constructeur bevestigd en in hoofdstuk 5 voor de DSettlement berekeningen aangehouden. Mocht het gebouw blijven staan doordat fase 2 van het project niet kan worden gerealiseerd, dan wordt de beoordeling van architectonische schade belangrijker en wordt geadviseerd om de grenswaarde nauwkeuriger te beschouwen.

7. GEOTECHNISCHE RISICO'S FUNDERING

Met het oog op de omvang en de binnenstedelijke locatie van het project zijn een aantal geotechnische risico's gerubriceerd. In tabel 7-1 zijn een aantal risico's vermeld die een rol kunnen spelen bij de uitwerking van het geotechnisch ontwerp en tijdens de uitvoering. Het geotechnisch ontwerp wordt zodanig vormgegeven dat de risico's in elk stadium optimaal kunnen worden beheerst.

Tabel 7-1: Geotechnische risico's fundering

<i>Onderdeel geotechniek: Fundering</i>		
<i>Risico</i>	<i>Risicoduiding, beoordeling</i>	<i>Beheersmaatregelen en mogelijke aanpassingen</i>
Ondergrond resterende sonderingen ongunstig	De palen dragen door de grote lengte voornamelijk op schacht-wrijving. De variatie van paaldrukweerstand in de diepe zandlaag is mede daardoor meestal beperkt. De variatie wordt nauwlettend beschouwd in elke fase sonderingen, waarbij sonderingen in de omgeving ook worden meegenomen.	De beoogde paalleverancier beschikt over segmenten van max. 40 m waarmee palen tot 80 m lengte, bestaande uit 2 segmenten, kunnen worden gemaakt. Aanpassing van de paallengte op een optimaal niveau qua puntdraagvermogen is in een later stadium nog mogelijk.
Palen komen niet op diepte	Gezien de benodigde krachtsafdracht van hoogbouw op een relatief klein oppervlak, waarbij de belasting grotendeels naar een diep niveau onder de slappe lagen moeten worden overgebracht om de vervormingen acceptabel te houden, is dit een risico dat veel aandacht behoeft.	Er wordt gekozen voor een relatief diep puntniveau waardoor er meer paaldrukweerstand wordt gegenereerd en minder oppervlakteverdringing nodig is. Er is al een paalleverancier betrokken bij dit plan om de benodigde keuzes te maken. De betreffende paalleverancier heeft relevante ervaring met hoogbouw in dit gebied zodat alle beschikbare kennis wordt ingezet. Er zijn referenties aanwezig van vergelijkbare gerealiseerde funderingen. Het aantal palen dat niet op diepte komt bij vergelijkbare paalfunderingen geeft hierbij een indicatie. Met de uitvoerende partij is besproken dat er bij in aanbouw zijnde hoogbouw in Rotterdam wordt voorgeboord en tot welk niveau het gebruikelijk is om voor te boren. Dit is verwerkt in de geotechnische berekeningen. Door middel van het lokaal weglaten van één paal op diverse locaties in het constructieve berekeningsmodel kunnen gevoeligheidsanalyses worden uitgevoerd.

<i>Onderdeel geotechniek: Fundering</i>		
<i>Risico</i>	<i>Risicoduiding, beoordeling</i>	<i>Beheersmaatregelen en mogelijke aanpassingen</i>
Bestaande palen beperking voor nieuwe fundering	De funderingen onder de bestaande gebouwen betreffen Vibropalen, op diverse locaties in een nauw stramien. Deze betonnen palen zijn harde obstakels die terdege aandacht behoeven.	Voor de palenplannen wordt rekening gehouden met de archieftekeningen van de bestaande funderingen. De as-built posities van de bestaande palen en de eventuele schoorstand kunnen pas worden ingemeten na sloop van de bestaande bebouwing. De fasering maakt het onmogelijk om deze data voor het ontwerp tijdig te verkrijgen. In het ontwerp van het palenplan moet rekening worden gehouden met de ingetekende posities en een nog nader te bepalen tolerantie voor de maatvoering en scheefstand. Met de uitvoerende partij is besproken dat er bij in aanbouw zijnde hoogbouw in Rotterdam wordt voorgeboord en tot welk niveau het gebruikelijk is om voor te boren. Met de beoogde uitvoerende partij is tevens overleg gevoerd over het opnieuw richten van de palen tijdens de uitvoering op het moment dat ondanks de voorzorgen een obstakel wordt geraakt. De obstakels reiken tot in het Pleistoceen en zijn aanzienlijk ondieper dan de te installeren palen. In het stadium schetsontwerp is de optie van het trekken van de palen beschouwd. Dit brengt echter aanzienlijke additionele risico's met zich mee: • Trekken palen kan grote verstoring geven door kluit die meekomt tot grotere diepte en vermenging van lagen. • Ongunstig voor toekomstige fundering en zakking kelderpoer. • Trekken palen kan enorme trekkracht vergen en vergt zwaar equipment. • Weinig ervaring met het trekken van palen met forse afmetingen. Vanwege deze additionele risico's en de daarmee gepaard gaande onzekerheid voor ondergrond en planning is geconcludeerd dat de maatregel van het trekken slechts in het uiterste geval verder in beschouwing zal worden genomen.
Zetting omgeving door grote	Er is sprake van nieuwbouw in een volledig bebouwde omgeving met	De palen zullen diep worden geïnstalleerd om daarmee de krachtsafdracht op een diep niveau

<i>Onderdeel geotechniek: Fundering</i>		
<i>Risico</i>	<i>Risicoduiding, beoordeling</i>	<i>Beheersmaatregelen en mogelijke aanpassingen</i>
funderings- drukken	monumenten en infrastructuur direct naast de nieuwbouw.	plaats te laten vinden en de zetting van objecten minimaal te houden. Om de zettingen inzichtelijk te maken, zullen Plaxis 3D berekeningen worden uitgevoerd. Een indicatie van de zettingen en de bijbehorende omgevingsinvloed, berekend met software van Deltares, is in dit rapport opgenomen. <i>Update R2000582-04-v4:</i> Dit risico is inzichtelijk en beheersbaar gemaakt door de bedoelde berekeningen in Plaxis 3D uit te voeren, de resultaten zijn in dit rapport gepresenteerd.
Dynamische veerstijfheid lastig in te schatten	Er zijn verschillende methoden en het gedrag van diepe palen onder grote windbelasting is onvoldoende bekend.	Er zullen verschillende benaderingen worden gevolgd om een betere grip te krijgen op de nauwkeurigheid van veerstijfheid van individuele palen en paalgroepen. Beschouwd wordt of deze methoden convergeren dan wel dat nader onderzoek / studie nodig is.
In de constructieve berekeningen is de waterdruk vooralsnog niet verwerkt	De correctie voor opwaartse waterdruk dient in de berekeningen met de reacties per paal te worden verwerkt. Daar waar gelijkmatige paalgroepen aanwezig zijn, zal de correctie min of meer uniform zijn in het midden van de groep. Daar waar de palen verder uit elkaar staan en aan de randen van de paalgroepen zal dit leiden tot andere verdeling van de paalreacties. Mogelijk ontstaat er lokaal ook trekbelasting in lege vloervelden en zijn nog trekelementen nodig onder de onderwaterbetonvloer. Het verschil in veerstijfheid met de palen is hierbij een aandachtspunt.	Het verwerken van de kelder en de onderwaterbetonvloer met opwaartse waterdruk in de constructieve berekeningen. Het uit het krachtenevenwicht afleiden of het palenplan voldoet. Het constructief dimensioneren van de onderwaterbetonvloer ten behoeve van de uitvoeringssituatie.

8. CONCLUSIE

Uit onderzoek, berekeningen en relevante ervaring is gebleken dat Tubex groutinjectie-palen de beste in de markt beschikbare funderingsoplossing zijn om op de projectlocatie, in het centrum van Rotterdam, de grote belastingen vanuit de woontorens met de vereiste geconcentreerde belastingafdracht in de ondergrond af te dragen. Deze grondverdringende palen met verloren casing zijn stabiel tijdens de installatie in de slappe toplagen, kunnen tot grote diepte trillingsvrij worden geïnstalleerd en kunnen grote axiale en horizontale belastingen afdragen.

Uit het tot op heden uitgevoerd grondonderzoek blijkt NAP -65 m het optimale paalpuntniveau van Tubex groutinjectie-palen met de in de markt maximaal verkrijgbare diameter $\varnothing_{\text{buis}} \times t / \varnothing_{\text{punt}} = 762 \times 8,0 / 950$ mm. In de (directe en ruimere) omgeving in Rotterdam is relevante ervaring opgedaan met Tubex groutinjectie-palen met deze afmetingen en gelijkaardige puntniveaus. Ook voor dit project is in diverse stadia reeds overleg gepleegd met de beoogde uitvoerende partij over de uitgangspunten.

Op basis van NEN9997-1:2017 is een geotechnische drukweerstand van 12,6 MN is berekend in het Mos Palenprogramma. Tot op heden zijn 6 sonderingen rondom de nieuwbouw tot voldoende diepte uitgevoerd voor de berekening van de paaldrukweerstand. Op basis van eerdere aannamen voor poerdikten en belastingen en uitgaande van de opgegeven paaldrukweerstand is door Tielemans voor de torens een poerfundering en palenplan ontworpen.

De zettingsberekeningen in dit rapport, uitgevoerd in het programma DSettlement van Deltares, geven een voorlopige indicatie voor de zetting van de fundering van de nieuwbouw. Deze voorlopige indicatie is aan de voorzichtige kant omdat de stijfheid van zowel de betonfundering en bovenbouw als de stijfheid door samenwerking van de palen door schuifspanningen in draagkrachtige lagen daarin niet zijn verdisconteerd. De berekeningen dienen nog te worden geactualiseerd in het programma Plaxis 3D met een actuele set paalbelastingen waarin de wijzigingen in de nieuwbouw alsmede de correctie voor de waterdrukken zijn verdisconteerd.

In geavanceerde berekeningen in het programma Plaxis 3D zijn de vervormingen van de objecten in de omgeving reeds nader beschouwd en in dit rapport gepresenteerd, uitgaande van een veilig totaal gewicht zonder correctie van de waterdruk en een conservatief krachtenverloop in de nieuwbouw richting de randen. Uit deze geavanceerde berekeningen met veilige aannamen is voor de relevante belastingen in de omgeving het door de nieuwbouw te verwachten zettingsgedrag afgeleid. De rotaties zijn getoetst aan de geldende richtlijnen. Voor de metrotunnel is door de constructeur een speciale toetsing uitgevoerd voor de constructie te verwachten vervormingen, aangezien het een bijzondere civiele constructie betreft.

Mos Grondmechanica heeft geadviseerd om een 100 m diepe boring uit te voeren met laboratoriumonderzoek.

Nog te slopen bebouwing (over nagenoeg het gehele oppervlak), obstakels (bijvoorbeeld een metrotogang), toegangswegen (Havensteder) en boven- en ondergrondse objecten belemmeren de uitvoering van grondonderzoek ter plaatse van de nieuwbouw. Het is wenselijk om te bezien wanneer de resterende voldoende (tenminste 70 à 75 m) diepe sonderingen kunnen worden uitgevoerd zodat de paaldrukweerstand kan worden geverifieerd. De variatie in drukweerstand van de hier toe te passen diepe palen is in het algemeen gering, daarentegen is het projectgebied relatief groot.

Opgesteld door:

ing. J. Vosdingh Bessem (088-5130222)

Rotterdam, 27 juli 2023

ir. G.J.A.M. Steenbergen (088-5130241)

Mos Grondmechanica B.V.



Contr. : G.S.



Bijlage A

Grondonderzoek

Betreft : Project RISE
te
ROTTERDAM

Opdrachtgever : DVP B.V. Diepenhorst De Vos en Partners
T.a.v. Dhr. V. Delic
Prinses Alexialaan 6
2496 XA 'S-GRAVENHAGE
NL

Behandeld door : R. Smit - van den Bos (0885130235)

Kenmerk : R2000582-03

Datum : 11 mei 2020

MOS GRONDMECHANICA B.V.

Correspondentieadres:	Albert Plesmanweg 47	3088 GB	Rotterdam	Telefoonnummer:	+31(0)88-5130200
Hoofdkantoor Rotterdam	Albert Plesmanweg 47	3088 GB	Rotterdam		
Vestiging Helmond	Vossenbeemd 90B	5705 CL	Helmond		
Vestiging Almelo	Het Wendelgoor 13	7604 PJ	Almelo		
Vestiging Amsterdam	Pleimuiden 8B	1046 AG	Amsterdam		
Vestiging Suriname	Ds Martin Luther Kingweg 150	District Wanica	Suriname	Tel.	+597-488188

1. ONDERZOEKSOPDRACHT

Ten behoeve van bovengenoemd project hebben wij in uw opdracht een grondonderzoek uitgevoerd. De opdracht omvatte de volgende werkzaamheden:

- Bureauwerkzaamheden waaronder KLIC-melding en interpretatie.
- 8 locaties uitzetten en waterpassen t.o.v. RD en NAP.
- 1 sondering tot een diepte van maximaal maaiveld -60 meter, inclusief meting van de plaatselijke wrijving.
- 3 sonderingen tot een diepte van maximaal maaiveld -90 meter, inclusief meting van de plaatselijke wrijving.
- 2 sonderingen tot een diepte van maximaal maaiveld -100 meter, inclusief meting van de plaatselijke wrijving, waarvan 1 met waterspanning.
- 2 geotechnische handboringen tot een diepte van maximaal maaiveld -5 meter.
- Het uitvoeren van een LIS-melding en een TVM aanvraag ten behoeve van uitvoering.
- Advies.

2. UITGEVOERDE WERKZAAMHEDEN

LIS-Melding & TVM

Ten behoeve van de uitvoering is conform de eisen van Gemeente Rotterdam een TVM aangevraagd. Ook is er een LIS-melding, werken in openbare ruimte, ingediend.

Verhardingen

In verband met stabilisatie, onder de klinkers, is ten behoeve van uitvoering, door een door Mos Grondmechanica BV verzorgde partij, de verharding op locaties 1, 2, 3 en 5 verwijderd.

Landmeten

Voor de uitvoering van dit onderzoek heeft de opdrachtgever ons een tekening ter beschikking gesteld.

Aan de hand van de verstrekte tekening heeft Mos Grondmechanica een KLIC-melding gedaan. De onderzoekslocaties zijn in overleg met de opdrachtgever en geotechnische adviseur van MOS Grondmechanica BV bepaald. Vervolgens zijn deze met behulp van GPS-RTK apparatuur in het veld uitgezet en gewaterpast. De onderzoekslocaties zijn op tekening weergegeven en in dit rapport opgenomen.

Sonderen

In de periode van 21 april 2020 tot en met 29 april 2020 zijn de sonderingen met de nummers 1, 2, en 3 uitgevoerd. Sondering 1 is uitgevoerd tot een diepte van circa maaiveld -91 meter. Sondering 2 is

gestaakt op een diepte van circa maaiveld -82 meter in verband met breuk. Ten behoeve van sondering 3 zijn er 2 pogingen gedaan. Sondering 3 is uitgevoerd tot een diepte van maaiveld -55,19 meter en is vanwege breuk niet tot de gewenste diepte uitgevoerd. Sondering 3.1 is uitgevoerd tot een diepte van maaiveld -61,45 meter en vanwege breuk niet tot de gewenste diepte uitgevoerd.

De sonderingen zijn met een sondeerunit met een drukcapaciteit van 200 kN uitgevoerd. Bij elke sondering is per 20 mm de tijd, de diepte, de conusweerstand (q_c), de plaatselijke wrijving (f_s) en de helling (i) gemeten en als data opgeslagen. Tevens is het berekende wrijvingsgetal gepresenteerd. Bij sondering 3.1 is tevens de waterspanning gemeten.

Het wrijvingsgetal geeft nader inzicht in de aanwezige grondsoorten. Voor de in Nederland meest voorkomende, normaal geconsolideerde, grondsoorten kunnen indicatief de volgende wrijvingsgetallen worden aangehouden:

Zand: 0,5 % - 1,5 % Klei / Leem: 2% - 4% Veen: 8% - 10 %

De sonderingen zijn conform klasse 2, type TE1 en TE2 van de NEN-EN-ISO 22476-1 uitgevoerd.

Ten behoeve van uitvoering en conform eisen Gemeente Rotterdam, zijn er ter bescherming van de bestrating en de nabijgelegen kunstwerken, rijplaten op locatie toegepast.

Handboren

Op 22 april 2020 zijn 2 handboringen uitgevoerd tot een diepte van maaiveld -5 meter. De boringen zijn ter plaatse van de geplande locaties van sonderingen 4 en 6 uitgevoerd.

De boringen zijn conform NEN-EN-ISO 22475-1 uitgevoerd en conform NEN 14688-1 in het veld beschreven.

De grondopbouw ter plaatse is in de vorm van een boorstaat met schaal 1:100 $\sqrt{2}$ en diepte ten opzichte van NAP in dit rapport opgenomen.

Grondwaterstanden

Tijdens het uitvoeren van het grondonderzoek is het grondwater aangetroffen op circa maaiveld -1,50 meter (HB4) en maaiveld -2,60 meter (HB6). Hierbij wordt opgemerkt dat deze grondwaterstanden tijdens het boren zijn gemeten en slechts momentopnames zijn. Deze waardes kunnen sterk worden beïnvloed door spanningswater, lagenopbouw, lokale omstandigheden en seizoensafhankelijke factoren.

Peilbuizen

In de boorgaten HB4 en HB6 zijn conform NEN-EN-ISO 22475-1 op maaiveld -3,80 meter (HB4) en maaiveld -4,60 meter (HB6) peilbuizen geplaatst. De peilbuizen zijn met een straatpot afgewerkt. De plaatsingsgegevens van de peilbuizen zijn in een tabel opgenomen in dit rapport.

Na plaatsing is peilbuis HB4 ingemeten en is éénmaal het grondwater gepeild. Deze peiling is ook in een tabel opgenomen. Peilbuis HB6 was vanwege geparkeerde auto's niet in te meten/peilen.

Advies

Het advies wordt separaat gerapporteerd.

Opgesteld door:

R. Smit (a-den Bos (0885130235)

Gecontroleerd door:

M. van Es

Rotterdam, 11 mei 2020

Mos Grondmechanica B.V.

Inhoud:

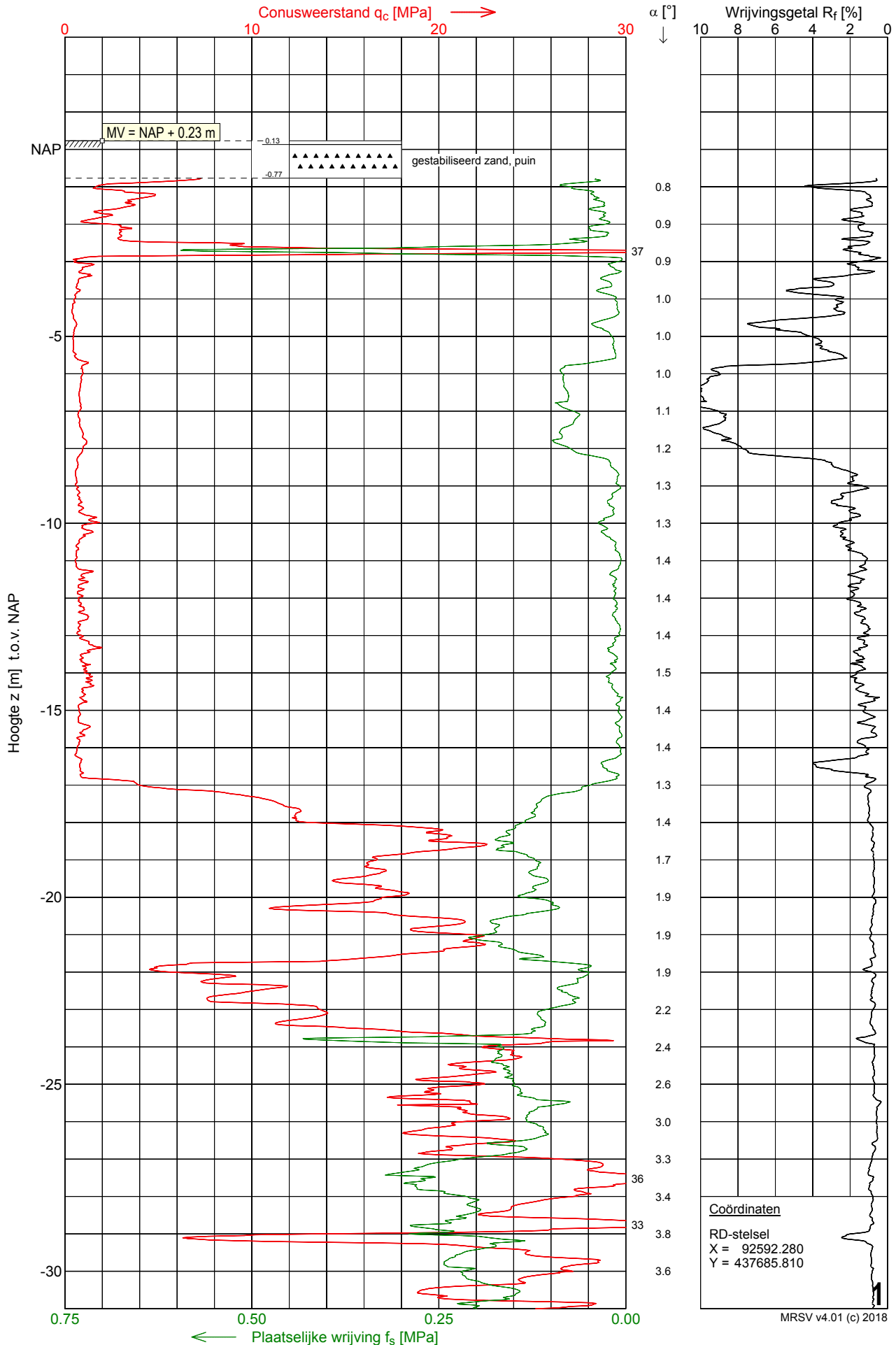
- Sonderingen
- Boringen
- Plaatsingformulier peilbuizen
- Grondwaterstanden
- Foto's
- Coördinatenlijst
- Situatietekening

Sondering 1

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 21-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70160
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 1 van 3

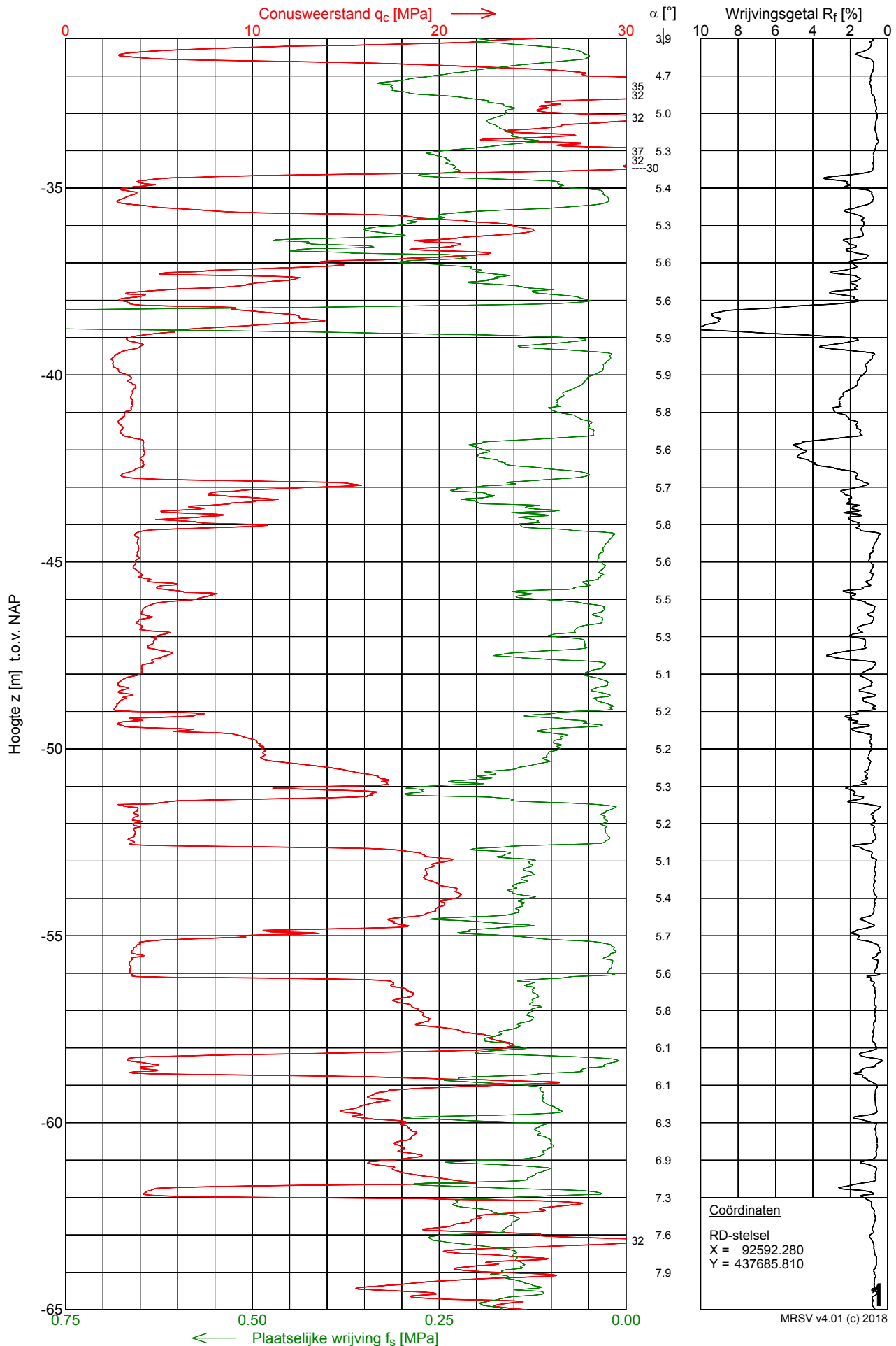


Sondering 1

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 21-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70160
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 2 van 3

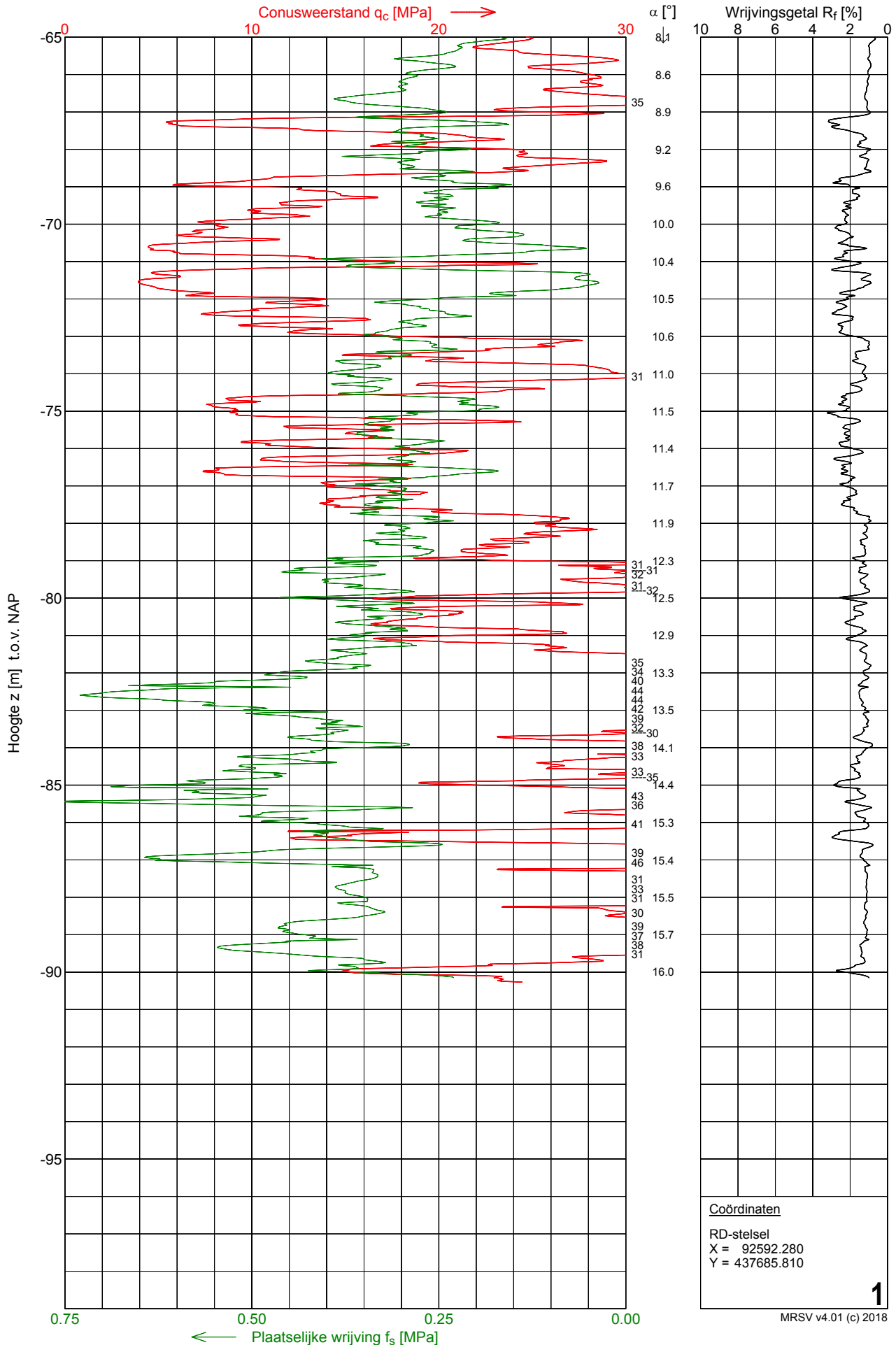


Sondering 1

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 21-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70160
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 3 van 3

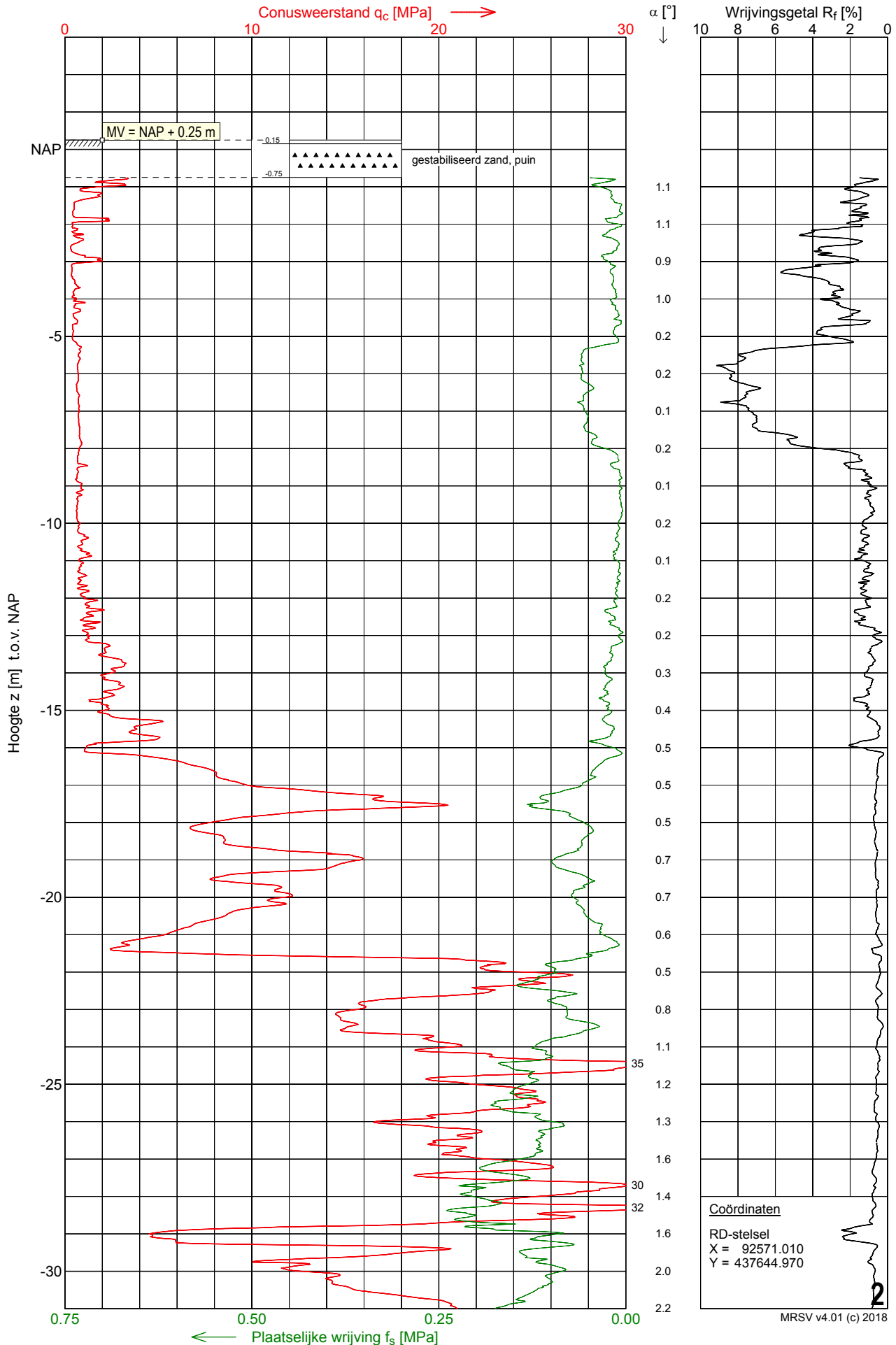


Sondering 2

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 22-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70160
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 1 van 3

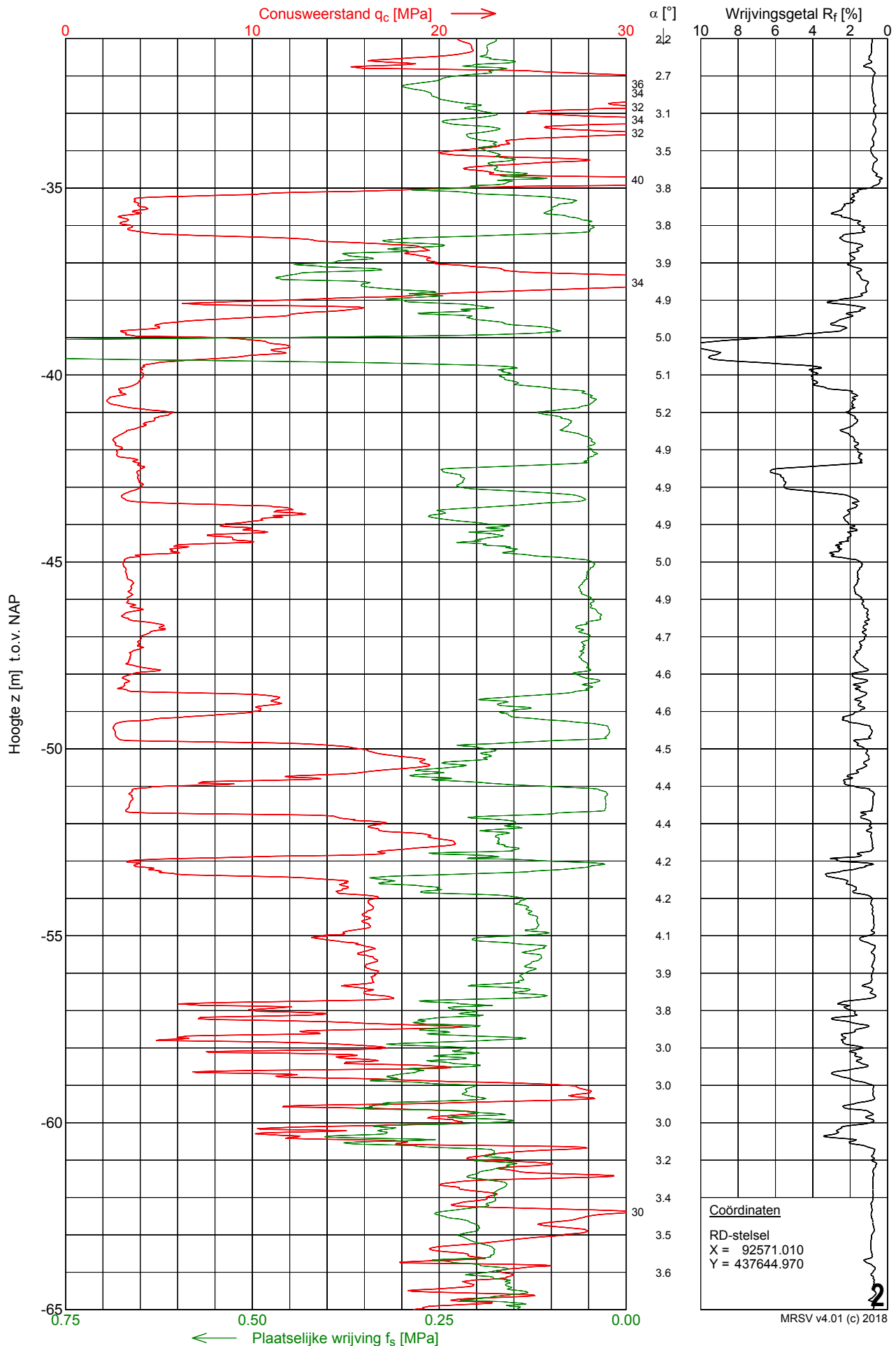


Sondering 2

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 22-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70160
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 2 van 3

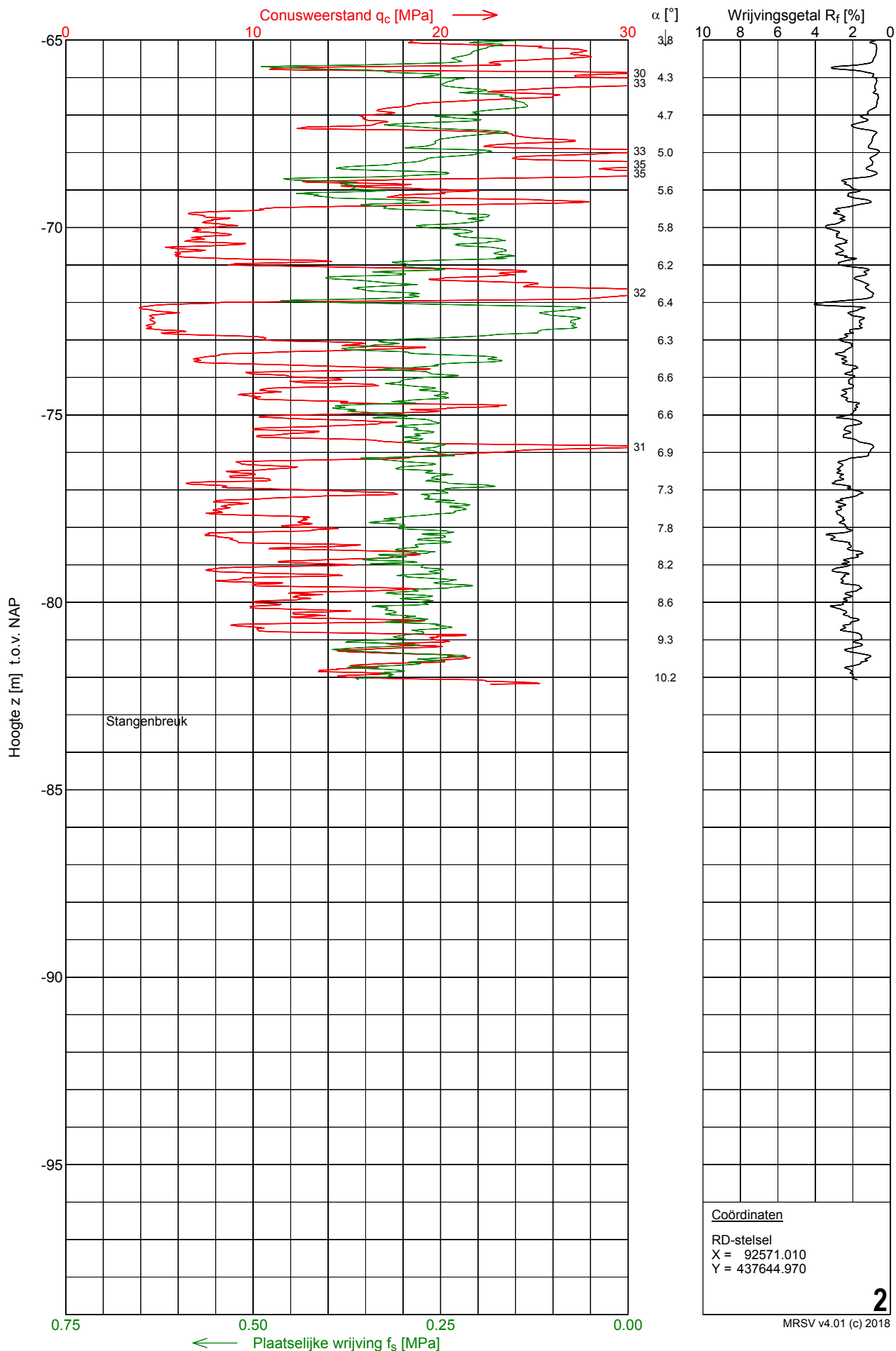


Sondering 2

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 22-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70160
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 3 van 3

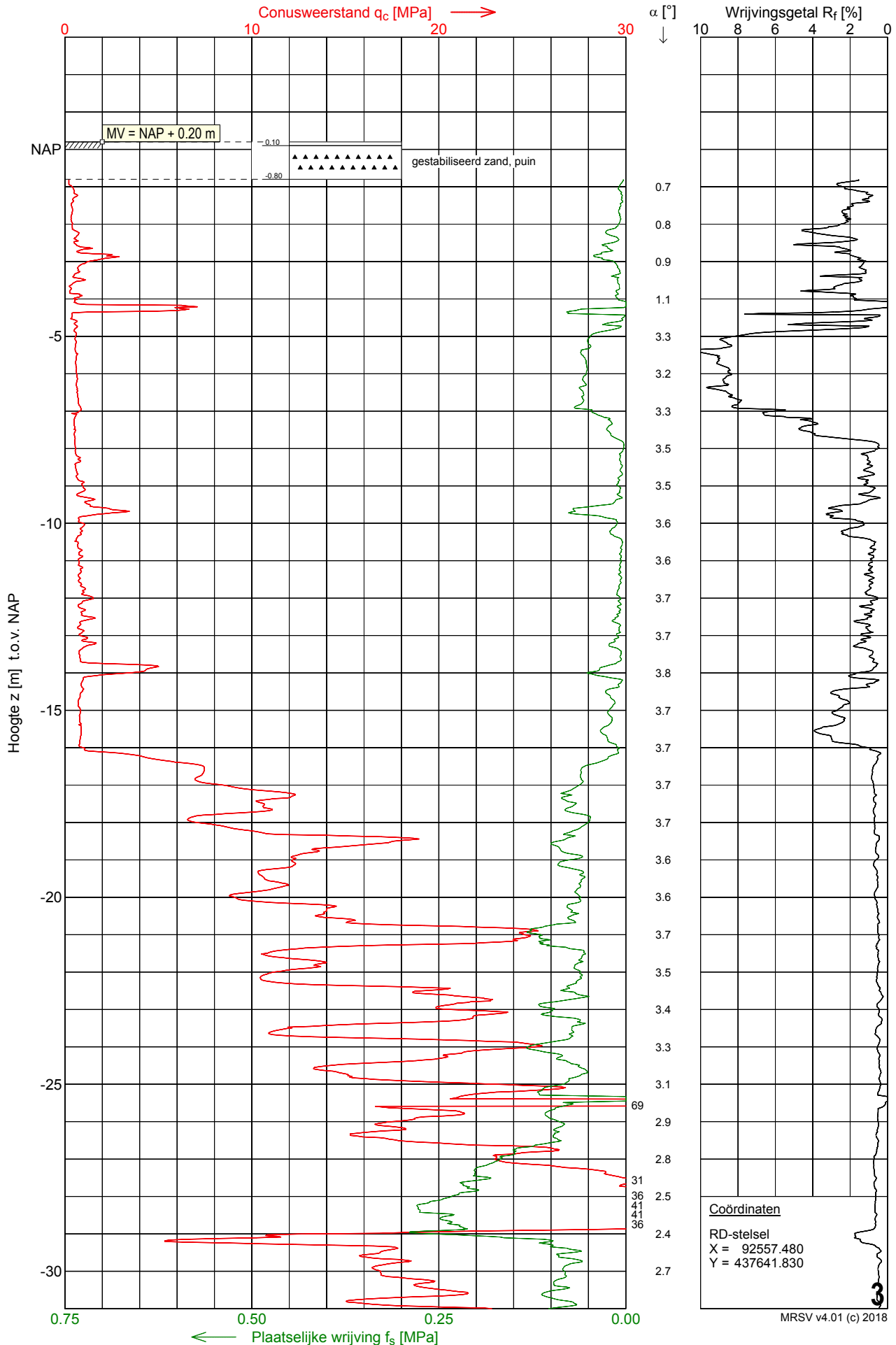


Sondering 3

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 24-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70126
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 1 van 2

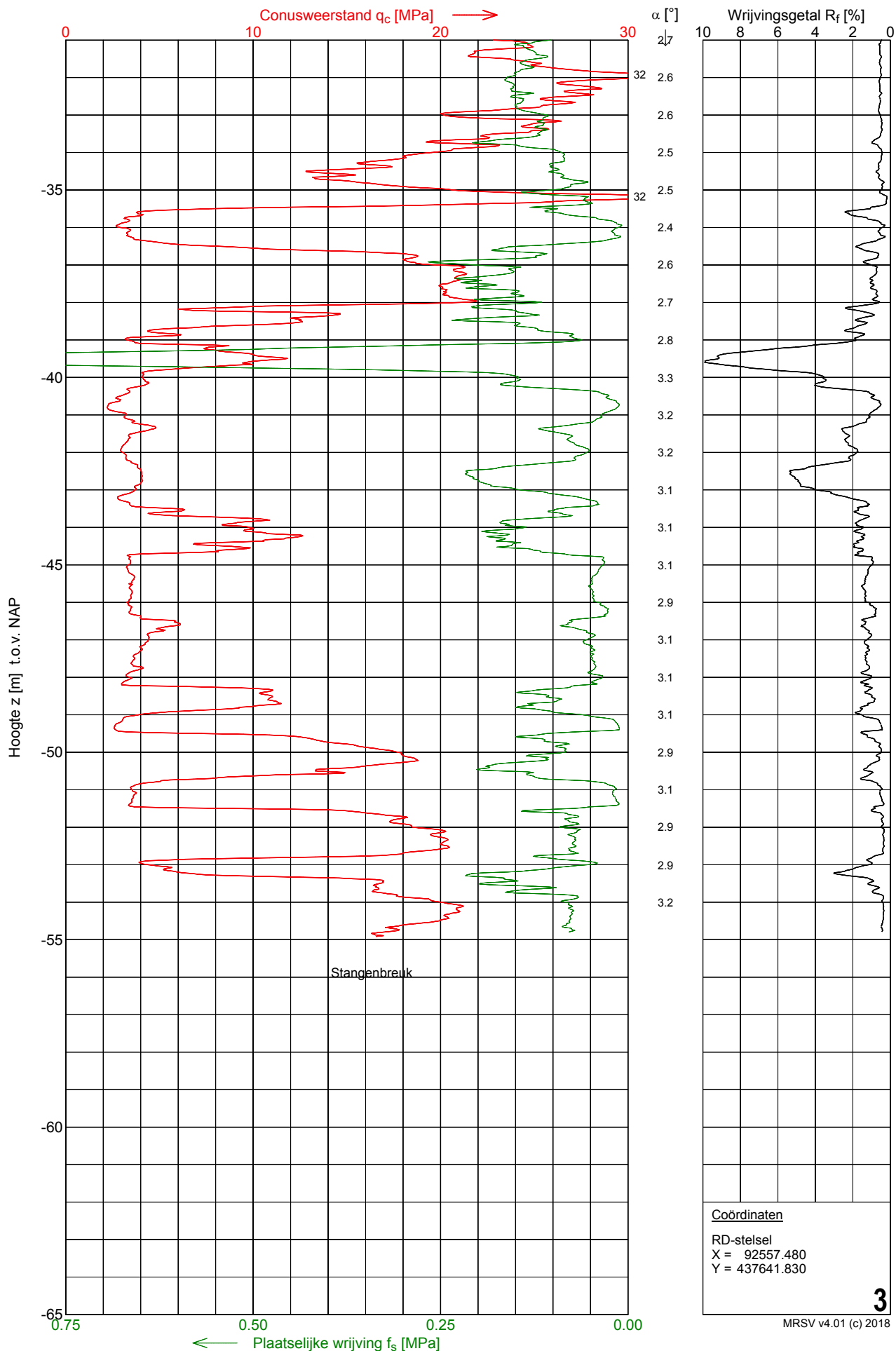


Sondering 3

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 24-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : DP15-CFPTxy.70126
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE1
Sondeerunit : SR14
Blad : 2 van 2

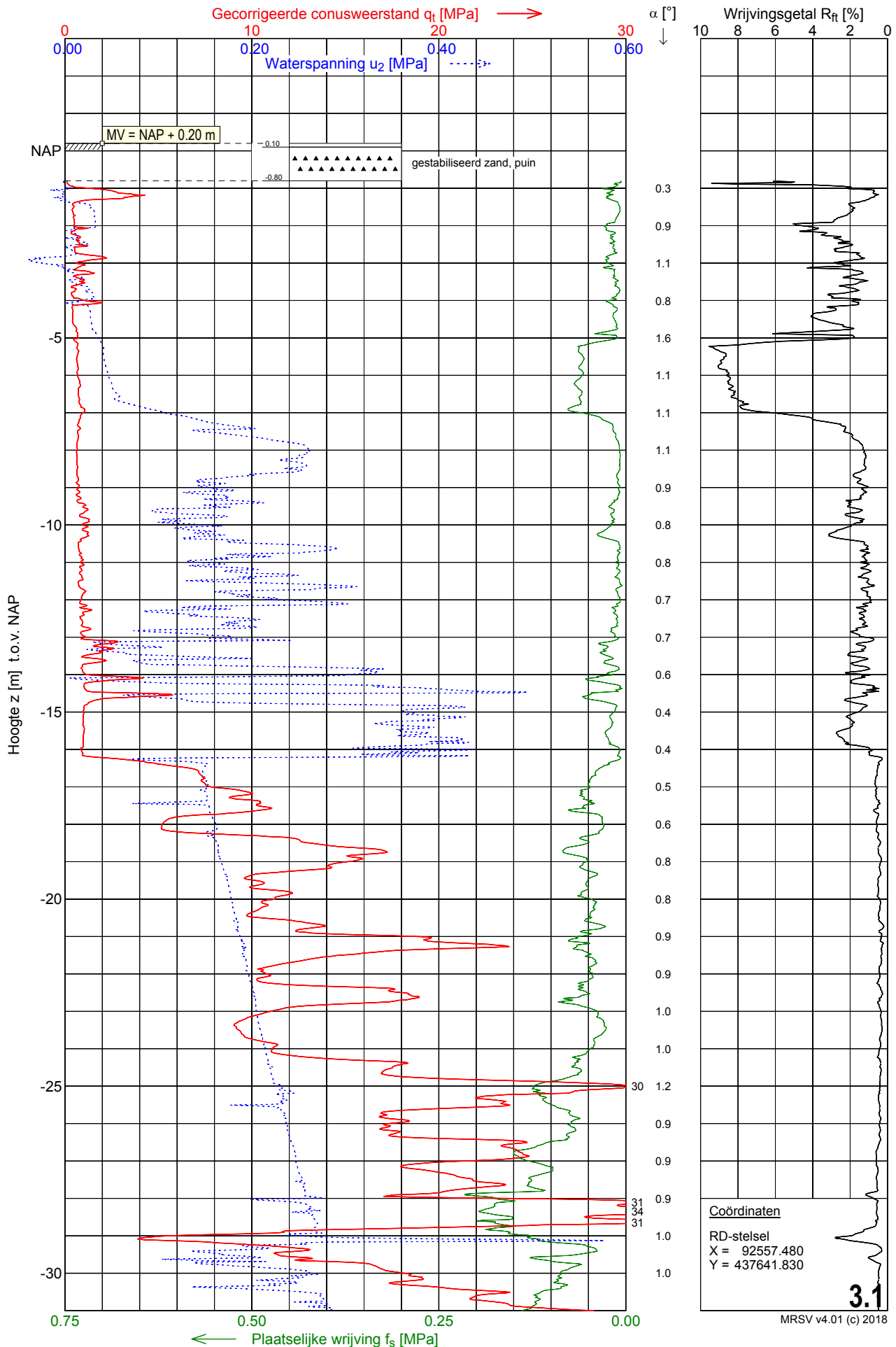


Sondering 3.1

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 29-04-2020
Project : RISE

Conus nummer : S15-CFIIP.1255
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE2
Sondeerunit : SR2
Blad : 1 van 2

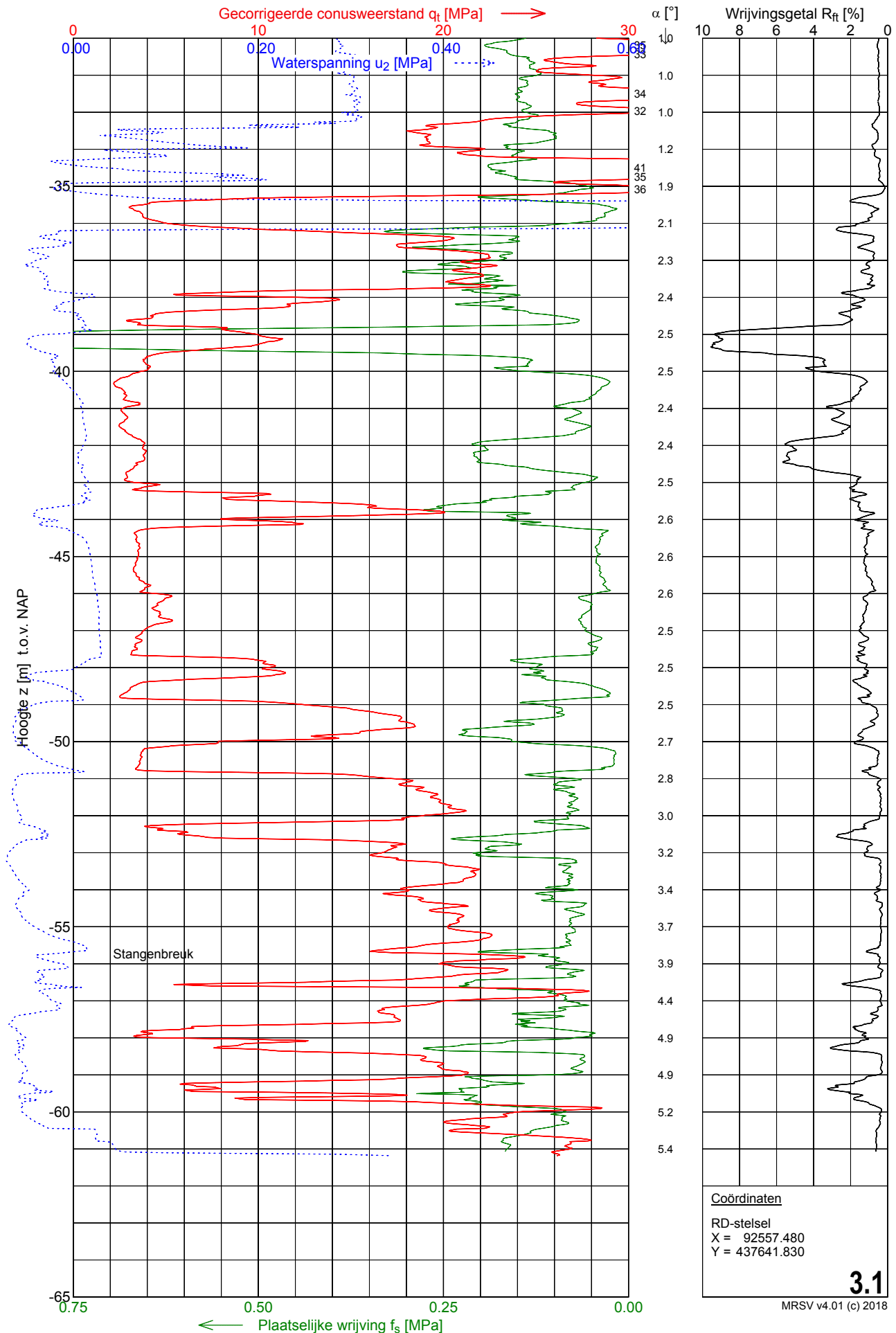


Sondering 3.1

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Datum : 29-04-2020
Project : RISE

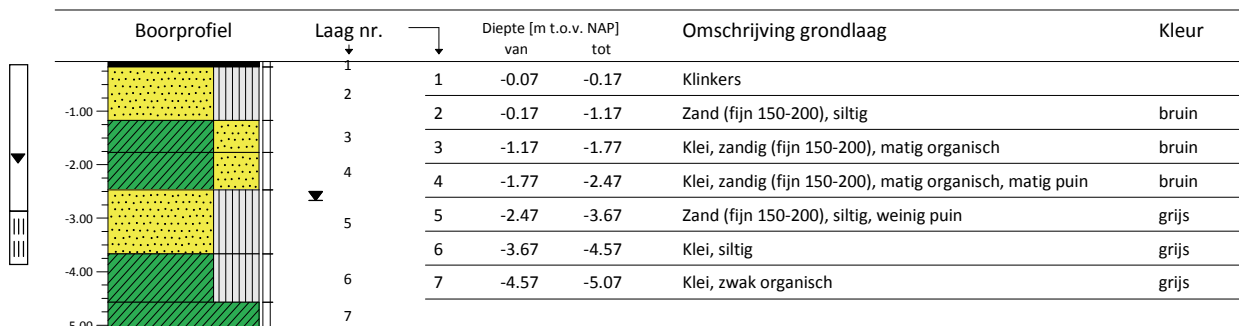
Conus nummer : S15-CFIIP.1255
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 3, type TE2
Sondeerunit : SR2
Blad : 2 van 2



BORING : 4

Datum : 22-04-2020 X : 92518.160 Boormethode : Hand
GWS : NAP -2.67 m Y : 437672.350 Boormeester : WH
Maaiveld : NAP -0.07 m Beschrijver : WH
Conditie monsters : geroerd, veldvochtig Beschrijfloctatie : Lab

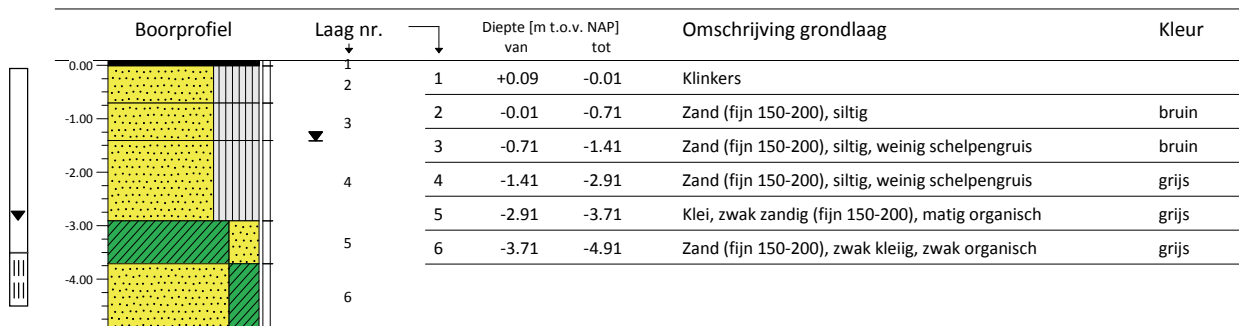


Afwerking boorgat

Diepte [m t.o.v. NAP] van tot	Aanvulmateriaal
-0.27 -2.87	kleistop
-2.87 -3.87	filtergrind
-3.87 -5.07	kleistop

BORING : 6

Datum : 22-04-2020 X : 92540.510 Boormethode : Hand
GWS : NAP -1.41 m Y : 437603.180 Boormeester : WH
Maaiveld : NAP +0.09 m Beschrijver : WH
Conditie monsters : geroerd, veldvochtig Beschrijfloctatie : Lab



Afwerking boorgat

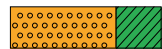
Diepte [m t.o.v. NAP] van tot	Aanvulmateriaal
-0.11 -3.51	kleistop
-3.51 -4.91	filtergrind

Legenda

Grind



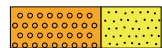
Grind, siltig



Grind, kleiig



Grind, zwak zandig



Grind, sterk zandig

Zand



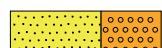
Zand, siltig



Zand, kleiig



Zand, zwak grindig



Zand, sterk grindig

Slib



Silt, zwak grindig



Silt, sterk grindig



Silt, zwak zandig



Silt, sterk zandig

Klei



Klei, zwak grindig



Klei, sterk grindig



Klei, zwak zandig



Klei, sterk zandig

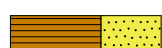
Veen



Veen



Veen, zwak zandig



Veen, sterk zandig



Veen, siltig



Veen, kleiig

Overige toevoegingen

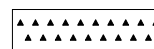


Zwak organisch

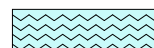


Sterk organisch

Overig



Puin



Water



Wegverhardingsmateriaal



Kleistop / afdichtpellets



Geroerd monster



Bus met ongeroerd monster



Grondwaterstand tijdens boren



Stijghoogte in peilbuis



Peilbuisfilter



Zandvang

Afkortingen

CRS Constant Rate of Strain test

DSS Direct Simple Shear test

SDR Samendrukkingsproef

TRX Triaxiaalproef

VGM Bepaling volumegewicht monster (zonder verdere beproeving)

VGB Bepaling totaal volumegewicht bus

Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Project : Project RISE

PEILBUISGEGEVENS

Peilbuisnummer
Datum plaatsing
Diameter buiten / binnen [mm]
Materiaal
Filterkous
Grind
Lengte stijgbuis [m]
Lengte filter [m]
Lengte zandvang [m]
Totale lengte [m]
MV [m t.o.v. NAP]
bk stijgbuis [m t.o.v. NAP]
bk filter [m t.o.v. NAP]
ok filter [m t.o.v. NAP]
bk kleistop [m t.o.v. NAP]
ok kleistop [m t.o.v. NAP]
GWS [m t.o.v. NAP]
Straatpot
Beschermkap
Schoongemaakt
Geplaatst door / met
Plaatsing (methode)
Opmerking

4	6
22-04-2020	22-04-2020
32 / 28	32 / 28
HDPE	HDPE
nee	nee
ja	ja
2.74	3.45
1.00	1.00
3.74	4.45
-0.07	+0.09
-0.13	-0.06
-2.87	-3.51
-3.87	-4.51
-0.27	-0.11
-2.87	-3.51
-1.97	-2.90
ja	ja
nee	nee
nee	nee
Hand	Hand
boren	boren

Opdr.nr. 2000582
 Plaats Rotterdam
 Datum 19-05-2020
 Projekt RISE

Meting uitgevoerd in RD stelsel

Coördinaten en hoogtematen peilbuizen

Peilbuis nummer	X [m] Opgemeten	Y [m] Opgemeten	Maaiveld [m] tov NAP	Bk peilbuis [m] tov NAP
4	92518.16	437672.35	-0.07	-0.13
6	92540.51	437603.18	0.09	-

Grondwaterstanden t.o.v. bovenkant peilbuis

Peilbuis nummer	datum 19-mei-20	datum	datum	datum
4	1.17			
6	-			

19-mei-20
Tijdstip
06:57 uur

Grondwaterstanden t.o.v. NAP

Peilbuis nummer	datum 19-mei-20	datum	datum	datum
4	-1.30			
6	-			

Naam vast punt -
 Hoogte vast punt -
 Opgegeven door Rijkswaterstaat
 Gewaterpast door M. Blaak
 Datum waterpassing 19-05-2020
 Omschrijving vast punt Meting uitgevoerd met Leica RTK GPS systeem



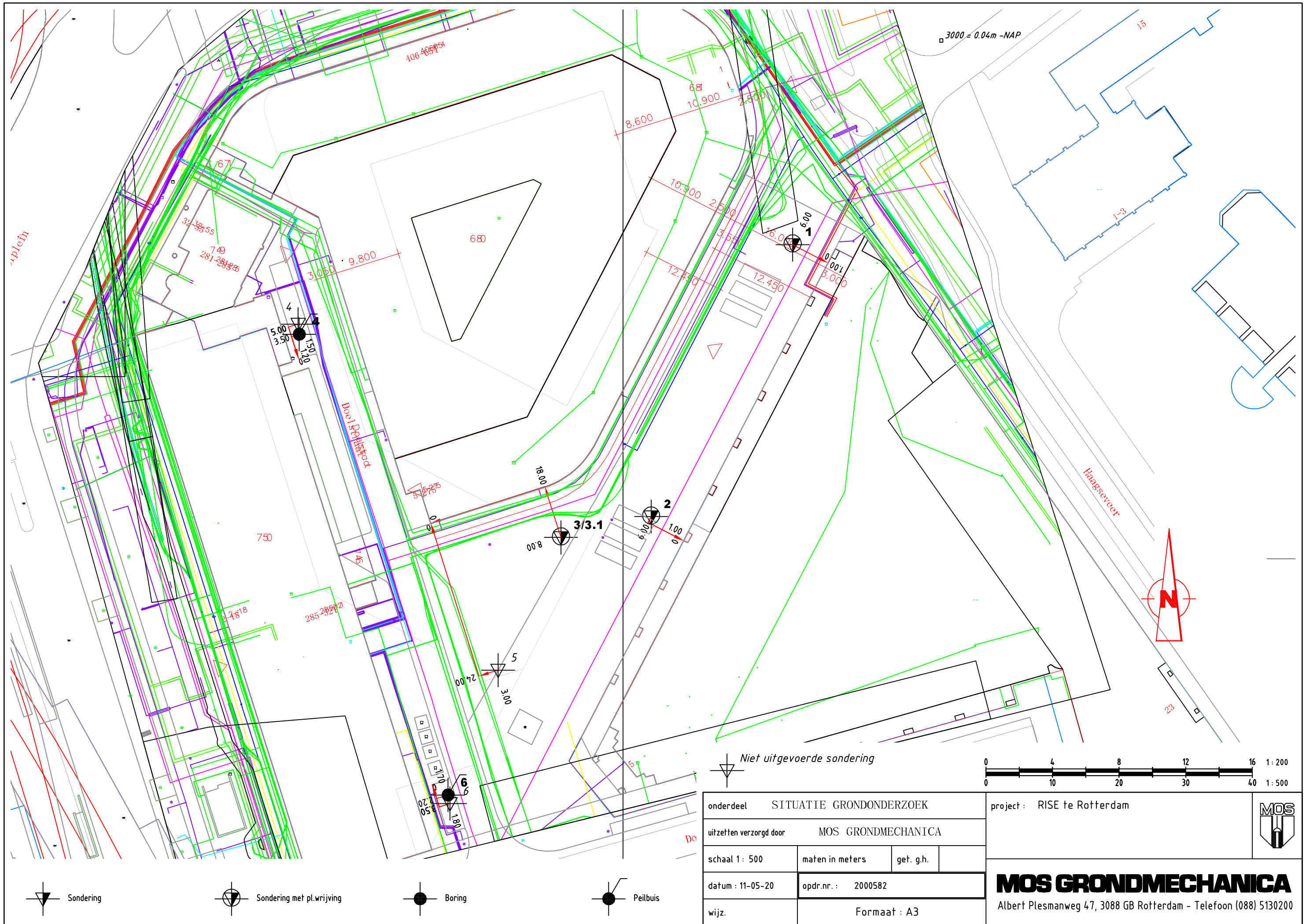
Opdr.nr. 2000582
 Plaats Rotterdam
 Datum 15-04-2020
 Projekt Rise

Meting uitgevoerd in RD stelsel

Sondeer nummer	X [m] Opgegeven	Y [m] Opgegeven	Sondeer nummer	X [m] Uitgezet	Y [m] Uitgezet	Z [m] TOV NAP	Verplaatsing sondering
1	92591.30	437686.40	1	92592.28	437685.81	0.23	1.14
2	92567.70	437642.50	2	92571.01	437644.97	0.25	4.13
3	92547.50	437640.60	3	92557.48	437641.83	0.20	10.06
4	92517.80	437675.00	4	92517.99	437673.87	-0.05	1.15
5	92546.20	437626.20	5	92548.01	437621.93	0.27	4.64
6	92540.50	437602.40	6	92540.81	437601.91	0.09	0.58

Meetpunt nummer	X [m] Opgemeten	Y [m] Opgemeten	Z [m] TOV NAP	Opmerking
3000	92614.61	437716.45	-0.04	hoek put

Naam vast punt -
 Hoogte vast punt -
 Opgegeven door Rijkswaterstaat
 Gewaterpast door M. Blaak
 Datum waterpassing 15-04-2020
 Omschrijving vast punt Meting uitgevoerd met Leica RTK GPS systeem



MOS GRONDMECHANICA B.V.

Hieronder treft u de dienstverlening van Mos Grondmechanica b.v. aan. Voor specifieke diensten die niet direct in het overzicht terug zijn te vinden kunt u uiteraard vrijblijvend contact met ons opnemen.



VELDWERK

Sonderen op land, water en in beperkte ruimte, elektrisch, waterspanning, dissipatie, seismisch, magnetisch, geleidbaarheid, Bolconus, T-bar en slagsonderen

Geotechnisch boren en (on)geroerde monsternamen
Peilbuizen en waterspanningsmeters plaatsen
X, Y en Z metingen en Lintvoegmetingen
Plaatdruk-, CBR- en CPM proeven
In situ doorlatenheidspoeven

LABORATORIUM

Classificatie proeven (o.a. vol. gewicht, KVD, PI)
Samendrukkingsproeven (Oedometer en CRS)
Triaxiaalproeven
DS en DSS-proeven
Doorlatenheidspoeven
Dichtheidsbepaling (Proctor en CBR)
Cementbentoniet onderzoek

GEOMONITORING

Deformatiemeting (inclino- en extensometing)
(Grond)waterspanningsmeting
Zettingsmonitoring
Trillingsmonitoring (SBR)
Akoestisch doormeten van palen (CUR 109)
Online meetgegevens via portal

MILIEU (MOS MILIEU B.V.)

Verkennd-, nader- en saneringsonderzoek
Partijkeuringen besluit bodemkwaliteit (Bbk)
Saneringsbegeleiding. Waterbodemonderzoek.
Vergunning aanvragen.
2nd Opinion / Contra-Expertise Bodemonderzoeken.

GEOTECHNISCH ADVIES

Paalfundering
Fundering op staal
Grondkerende constructies
Bouwputontwerp
Omgevingsbeïnvloeding (Plaxis)
Zettingsanalyse (bouwrijp maken, opslagtanks)
Taludstabiliteit
Tankbouwadvies
Trillingsprognose
Schade expertise
Review en 2nd Opinion

GEOHYDROLOGISCH ADVIES

Bemalingen (incl. retourbemalingen)
Vergunningsaanvragen
Pompproeven
Omgekeerde Osmose
Barrièrewerking
Drainage
Infiltratie hemelwater

BEMALINGEN (MOS GRONDWATERTECHNIEK)

Bronbemaling
Ondergrondse energie-opslag
Pomp- en leidingsystemen
Brandputten

OVERIG

Uitvoeringsbegeleiding

Meer weten? Bezoek onze website www.mosgeo.com
Vragen? Mail ons op info@mosgeo.com
Offerte aanvragen? Mail ons op offerte@mosgeo.com

Mos Grondmechanica opereert structureel vanuit 5 vestigingen in Nederland en in Suriname. Via het zusterbedrijf Mosgeo b.v. worden wereldwijd projecten uitgevoerd, daar waar onze specifieke kennis en ervaring wordt gevraagd.

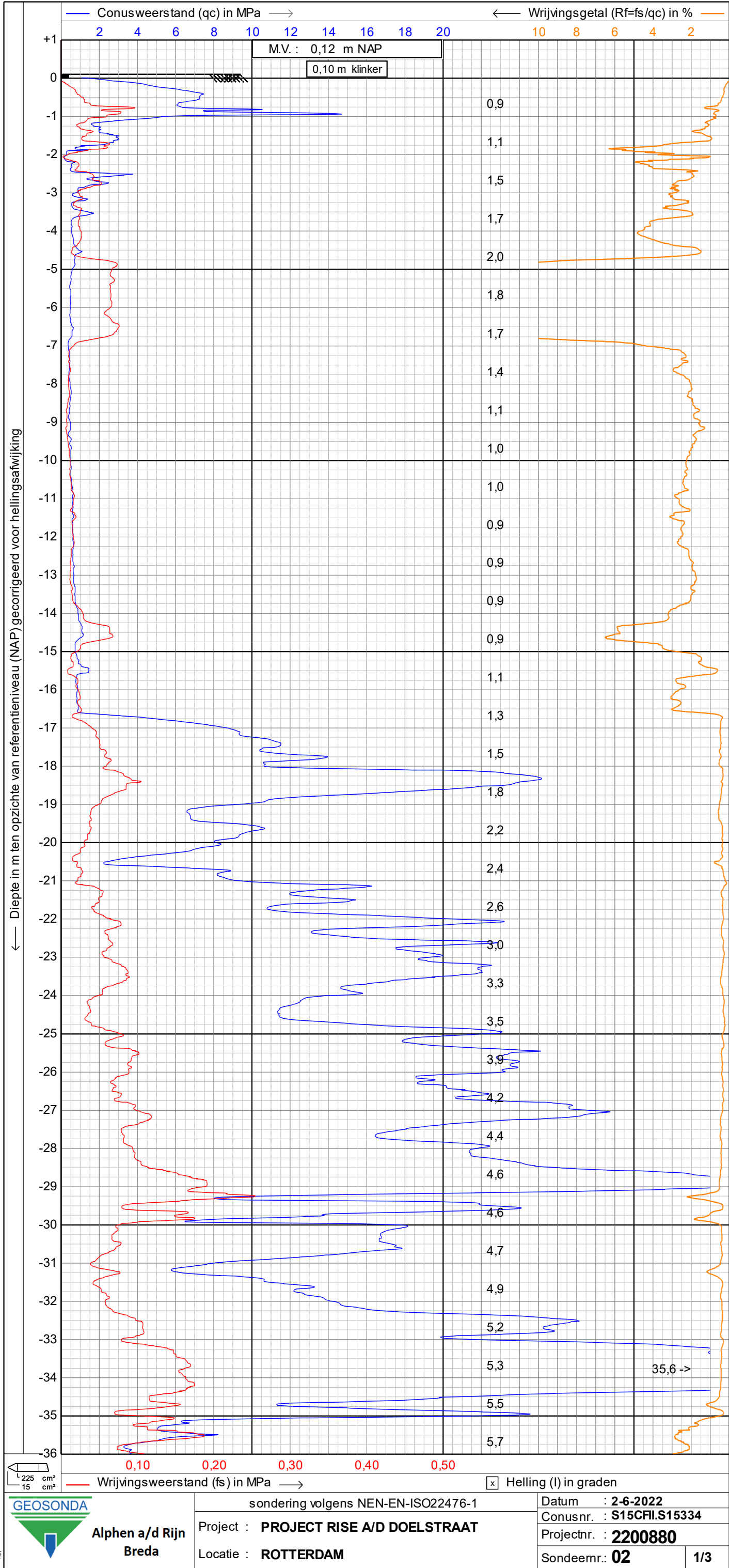
MOS GRONDMECHANICA B.V.

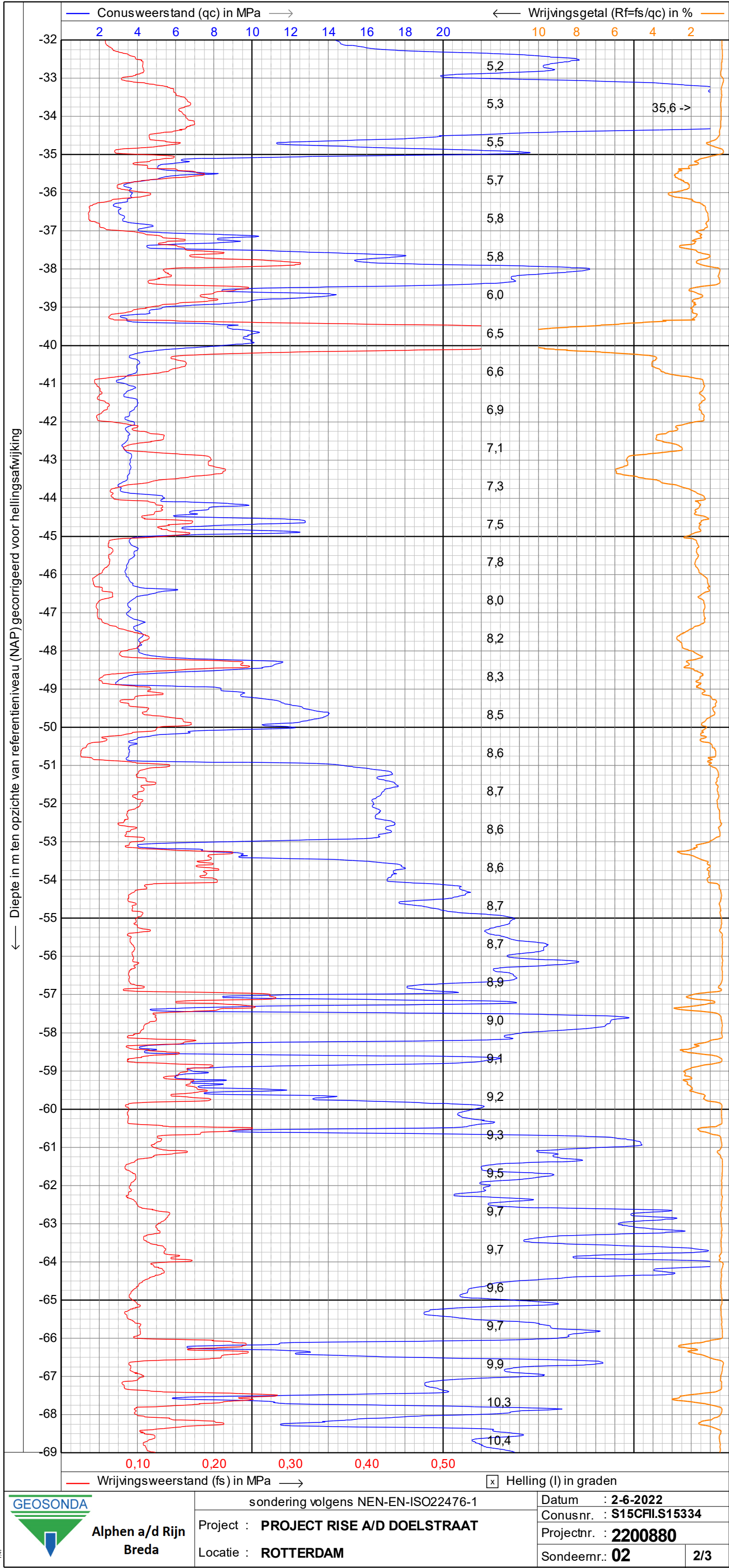
Correspondentieadres : Albert Plesmanweg 47, 3088 GB, Rotterdam Centraal telefoonnummer : +31(0)88-5130200

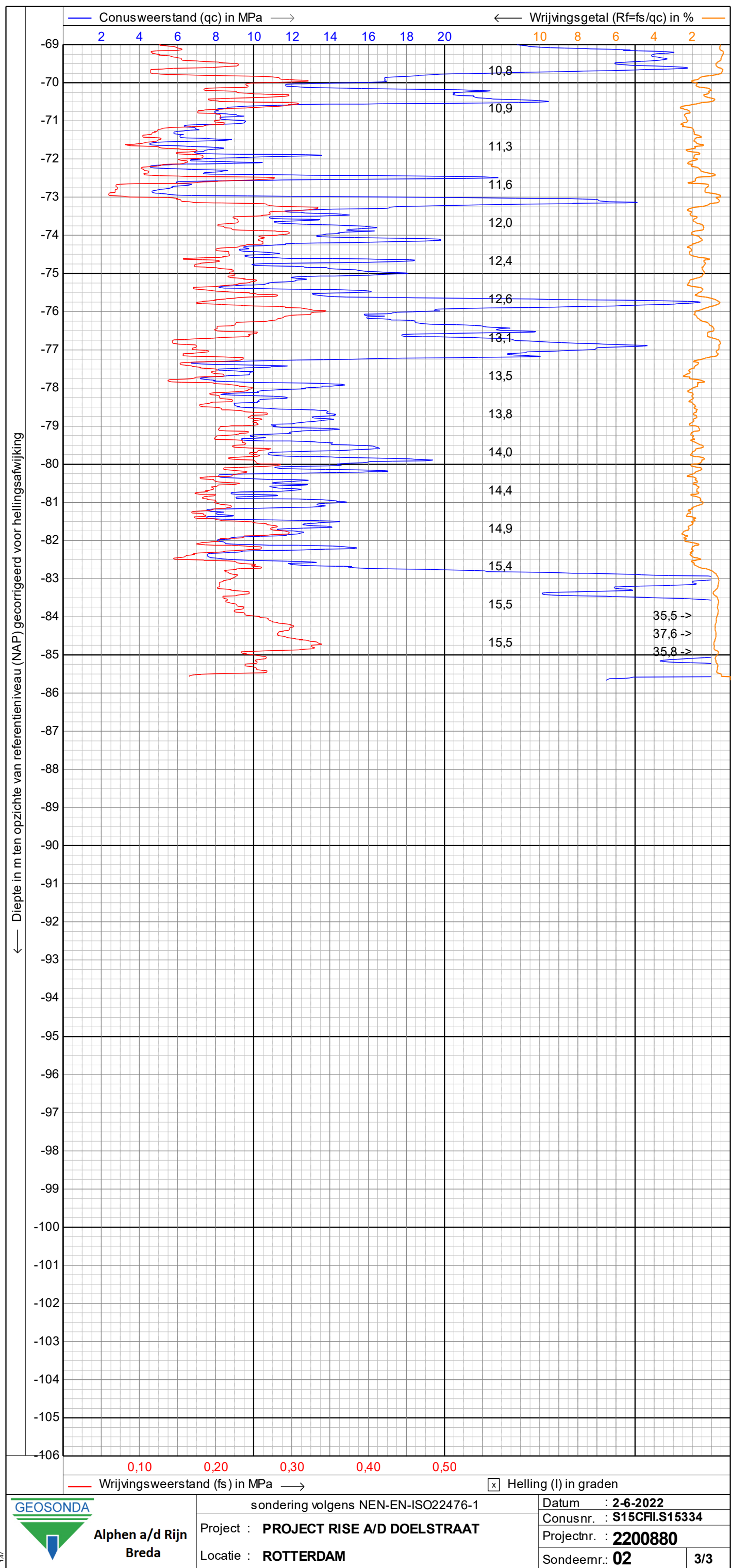
Hoofdkantoor	Albert Plesmanweg 47	3088 GB	Rotterdam
Vestiging Helmond	Vossenbeemd 90B	5705 CL	Helmond
Vestiging Almelo	Het Wendelgoor 13	7604 PJ	Almelo
Vestiging Amsterdam	Pleimuiden 8B	1046 AG	Amsterdam
Mosgeo B.V.	Albert Plesmanweg 47	3088 GB	Rotterdam
Vestiging Suriname	Ds Martin Luther Kingweg 150	District Wanica	Suriname

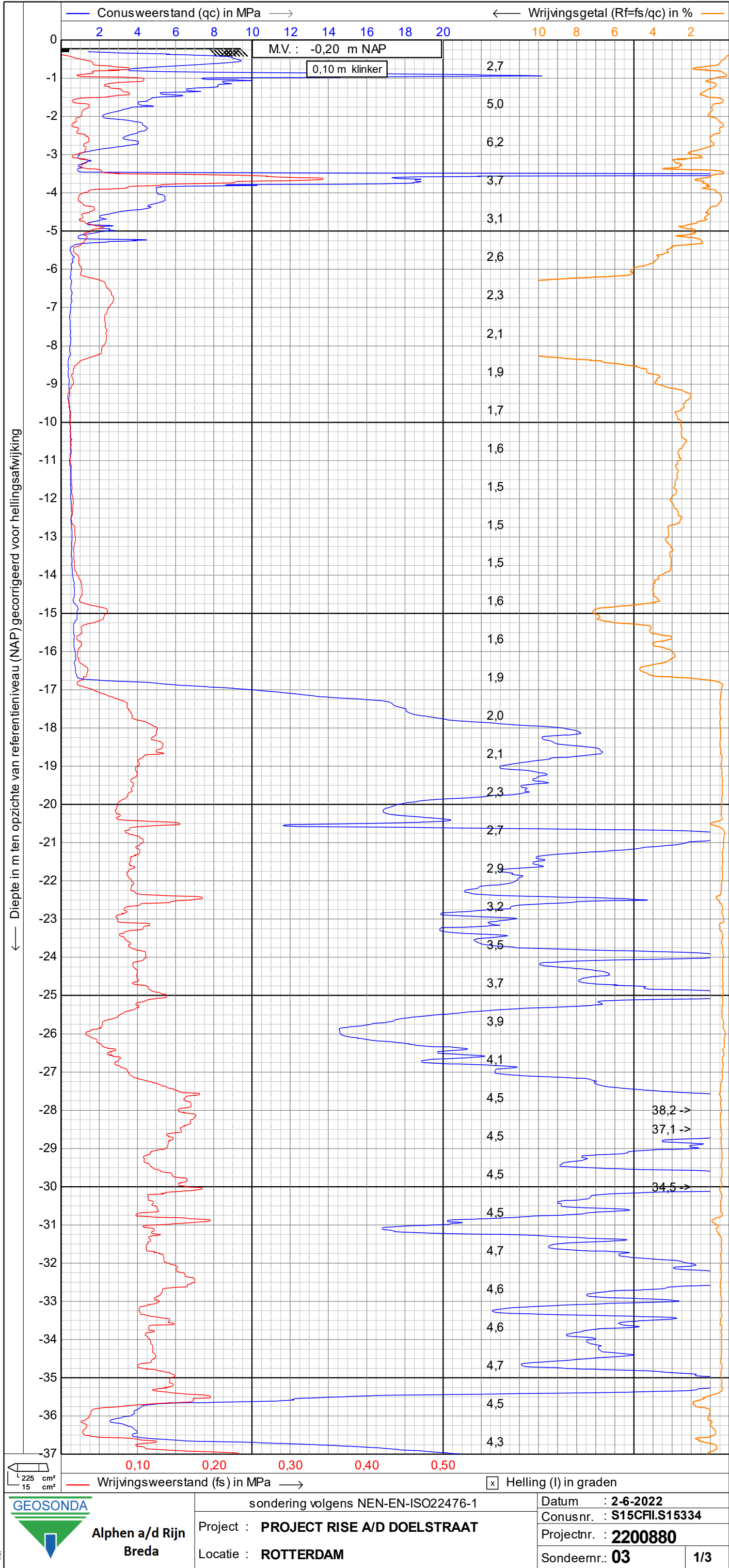
Tel. +597-488188

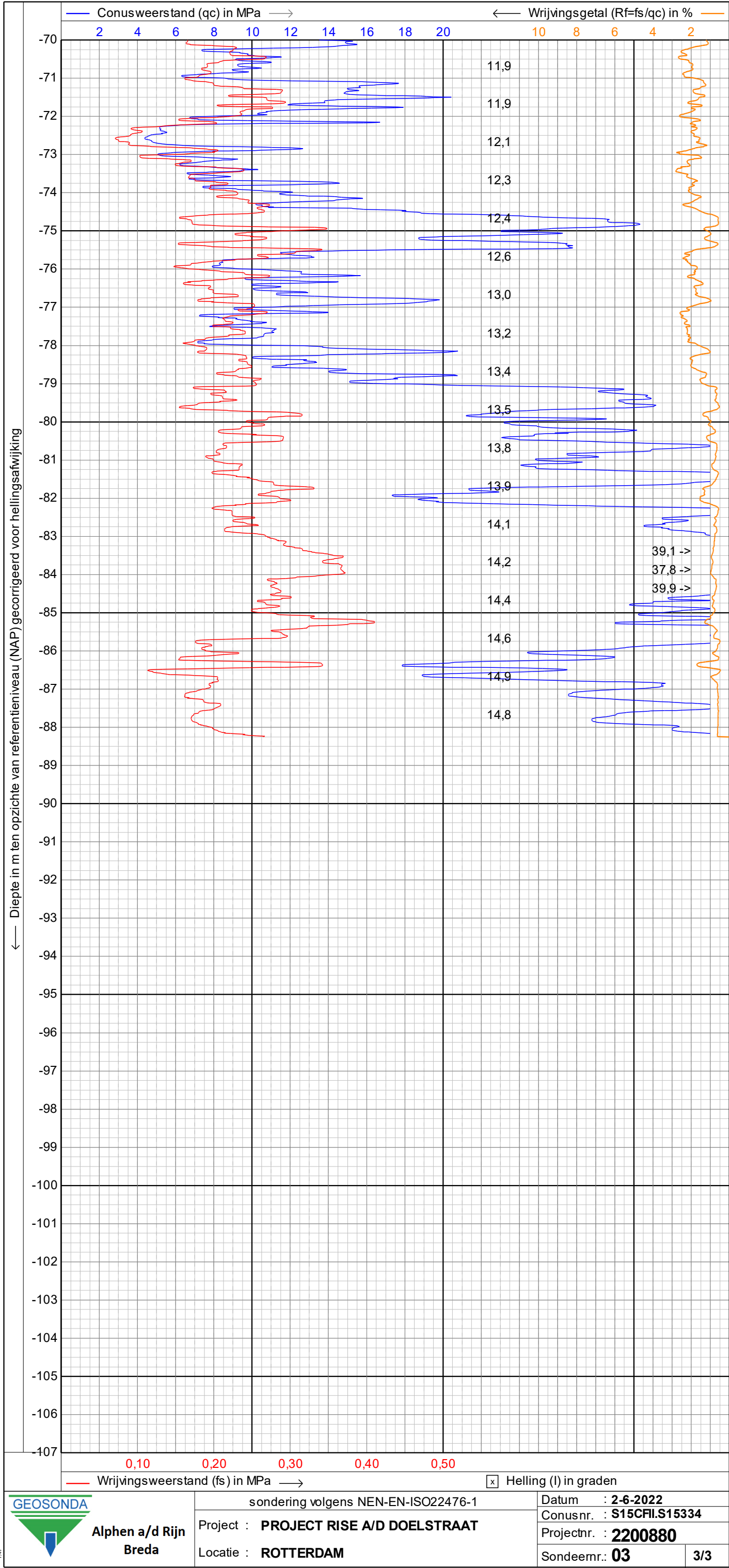










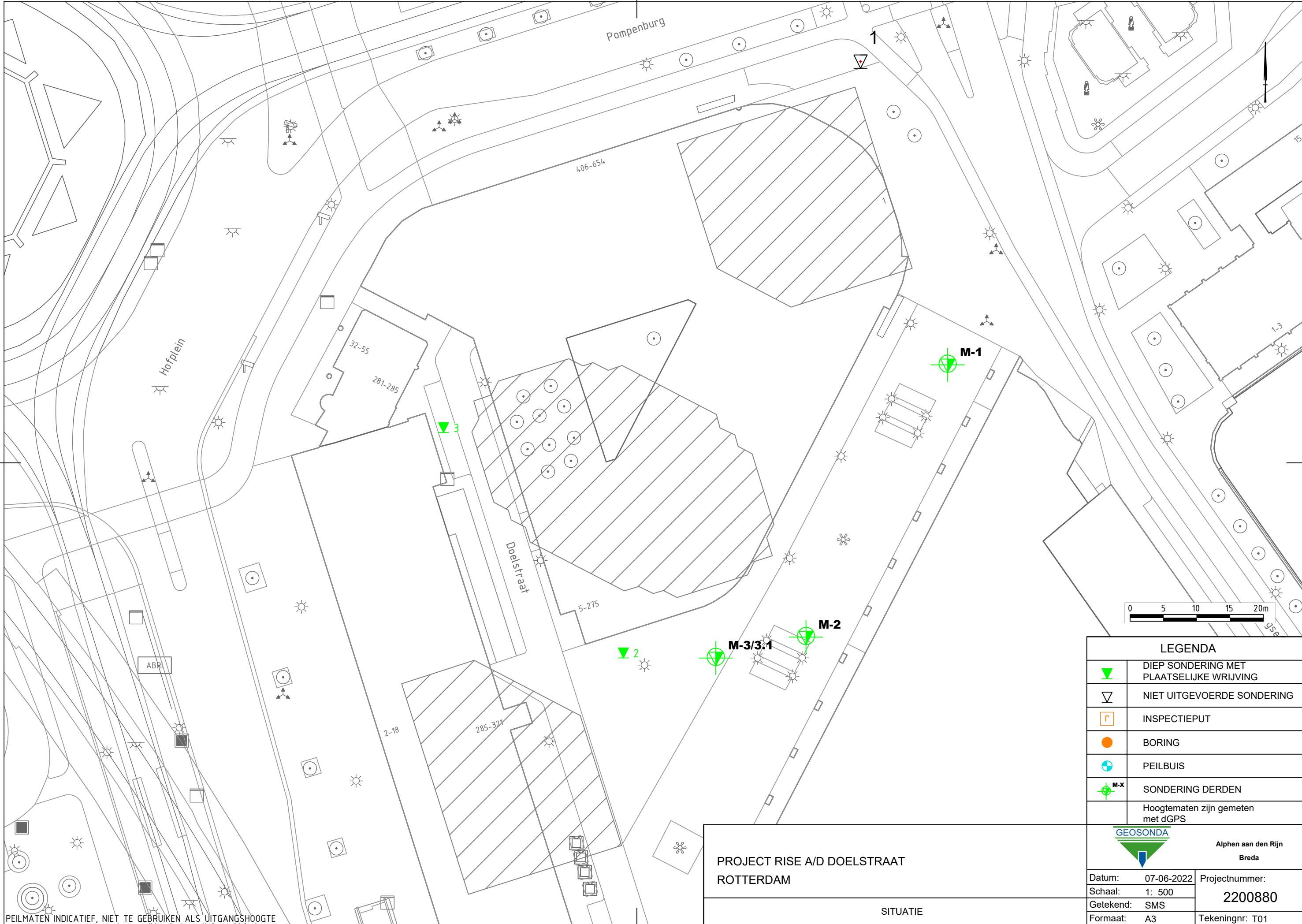


Alphen a/d Rijn
Breda

Project : PROJECT RISE A/D DOELSTRAAT
Locatie : ROTTERDAM
Projectnr. : 2200880

COÖRDINATEN TABEL

[illegible]

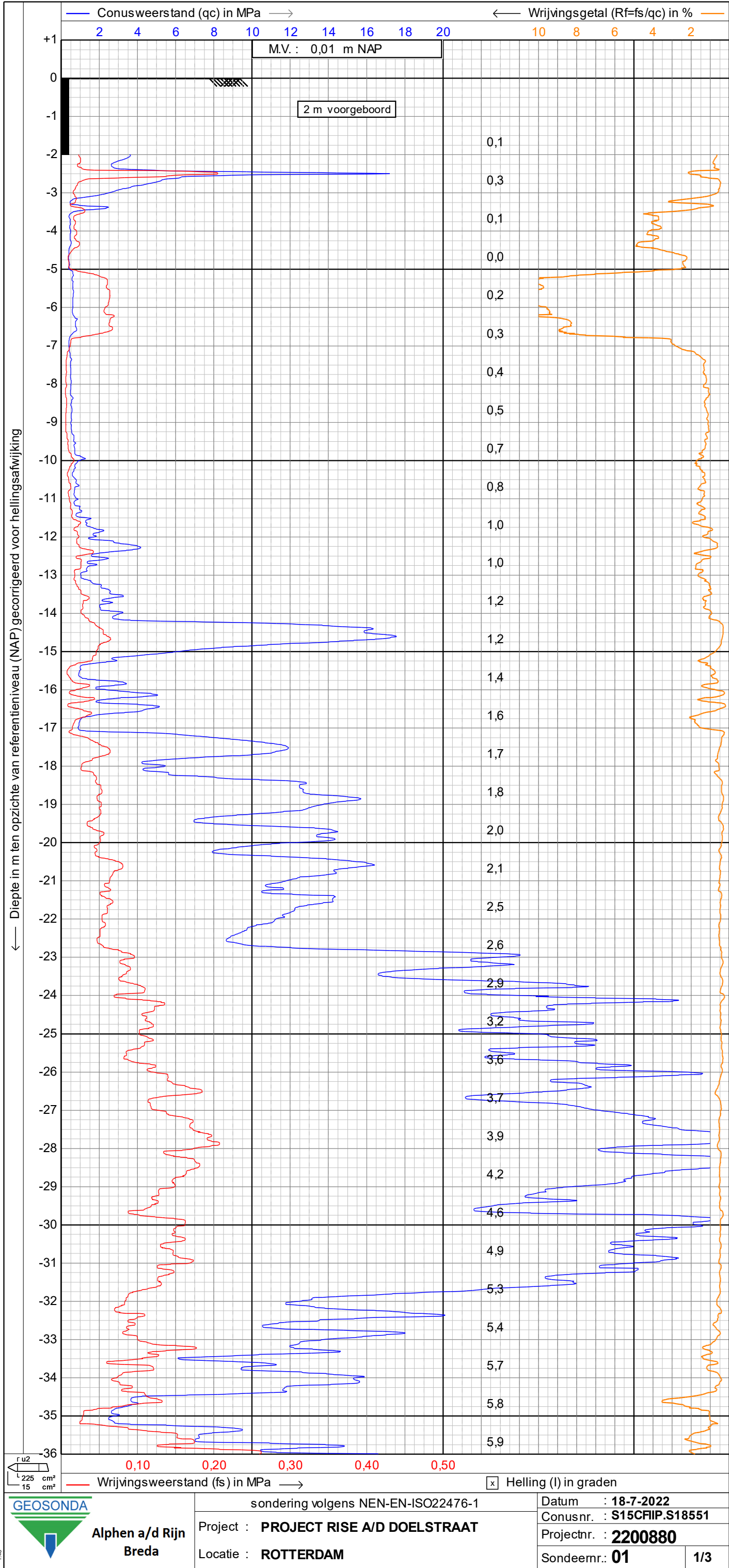


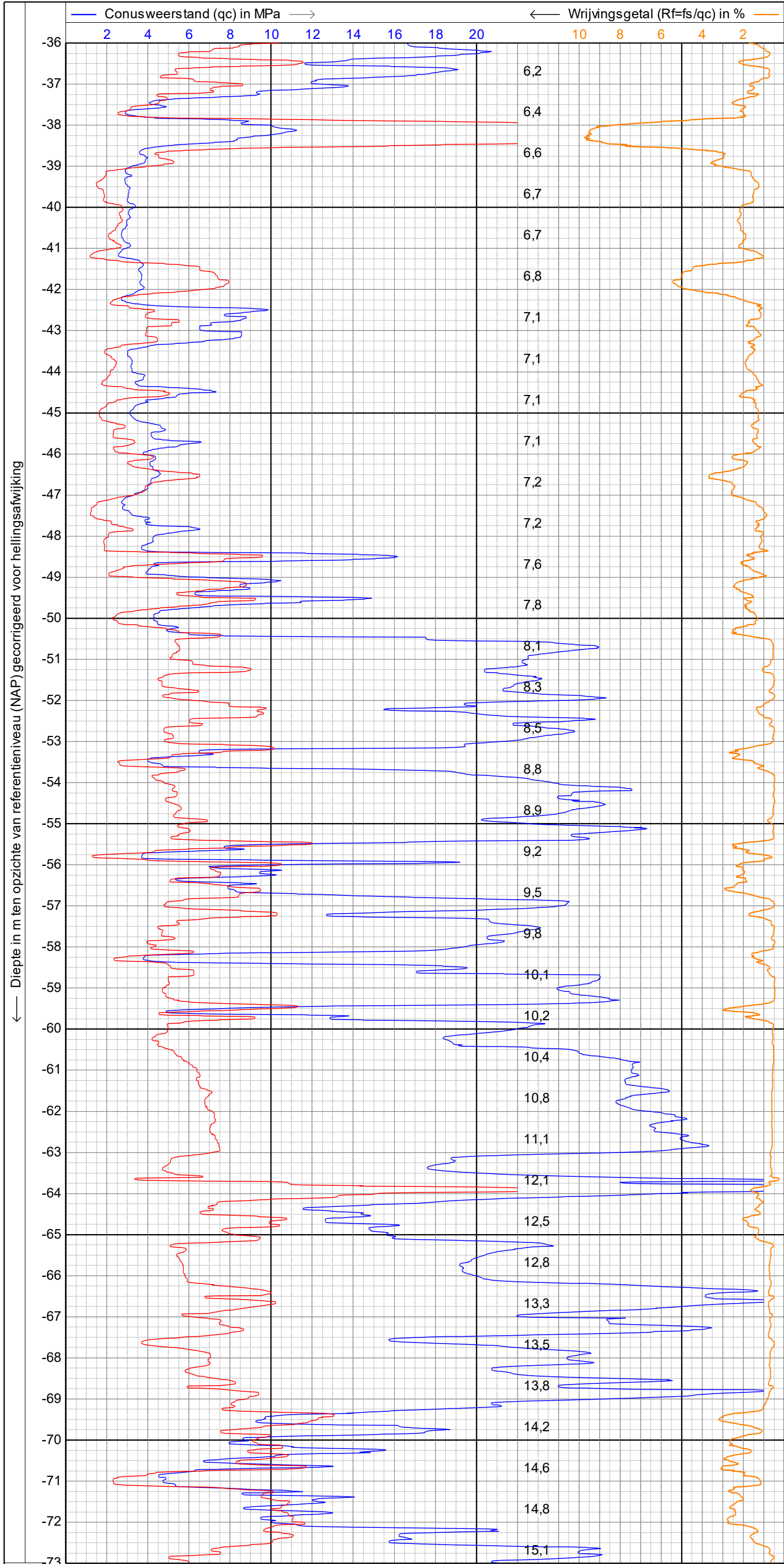
PEILMATEN INDICATIEF, NIET TE GEBRUIKEN ALS UITGANGSHOOGTE

PROJECT RISE A/D DOELSTRAAT
ROTTERDAM

SITUATIE

LEGENDA		
	DIEP SONDERING MET PLAATSELIJKE WRIJVING	
	NIET UITGEVOERDE SONDERING	
	INSPECTIEPUT	
	BORING	
	PEILBUIS	
	SONDERING DERDEN	
Hoogtematen zijn gemeten met dGPS		
Alphen aan den Rijn Breda		
Datum: 07-06-2022		Projectnummer: 2200880
Schaal: 1: 500		
Getekend: SMS		
Formaat: A3		
		Tekeningnr: T01

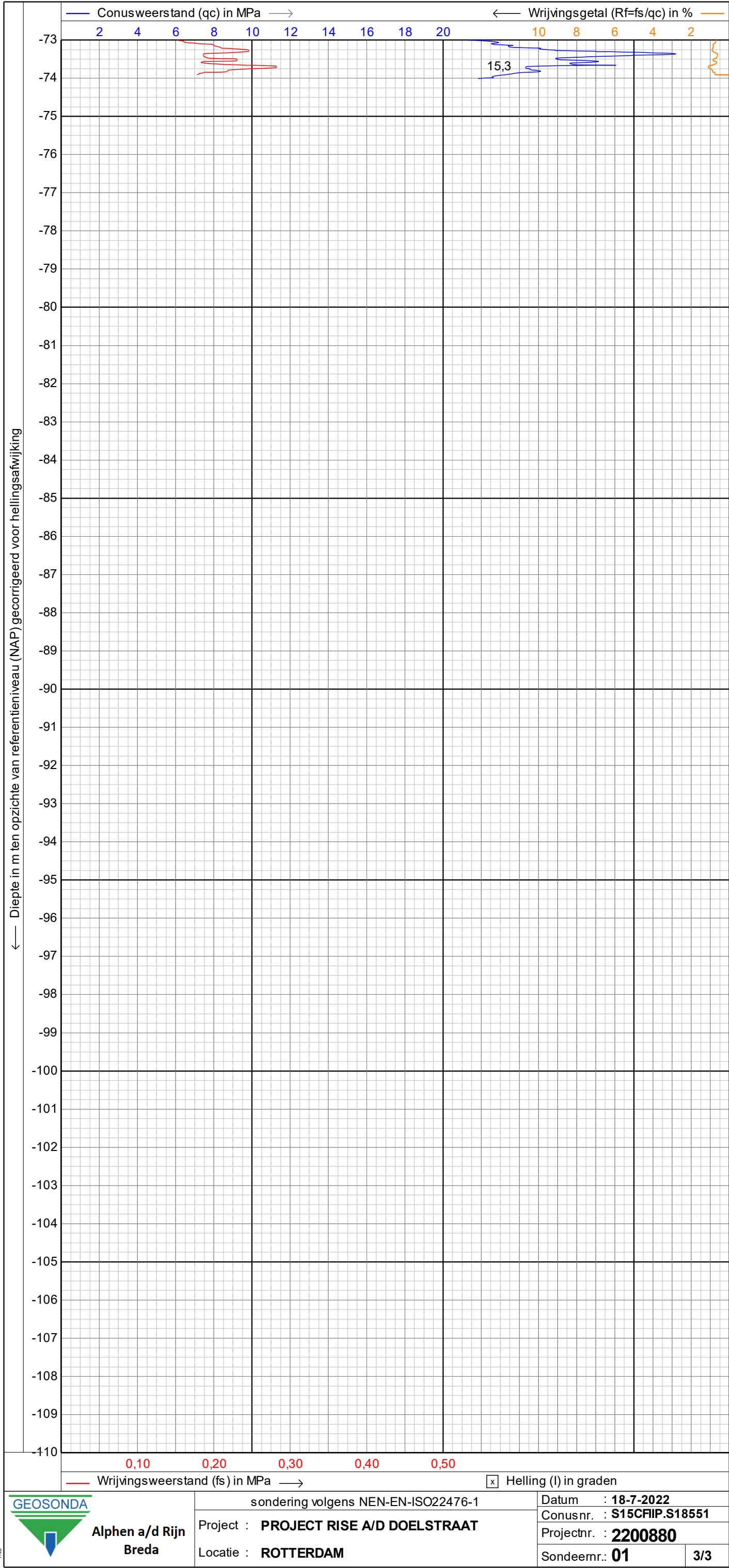


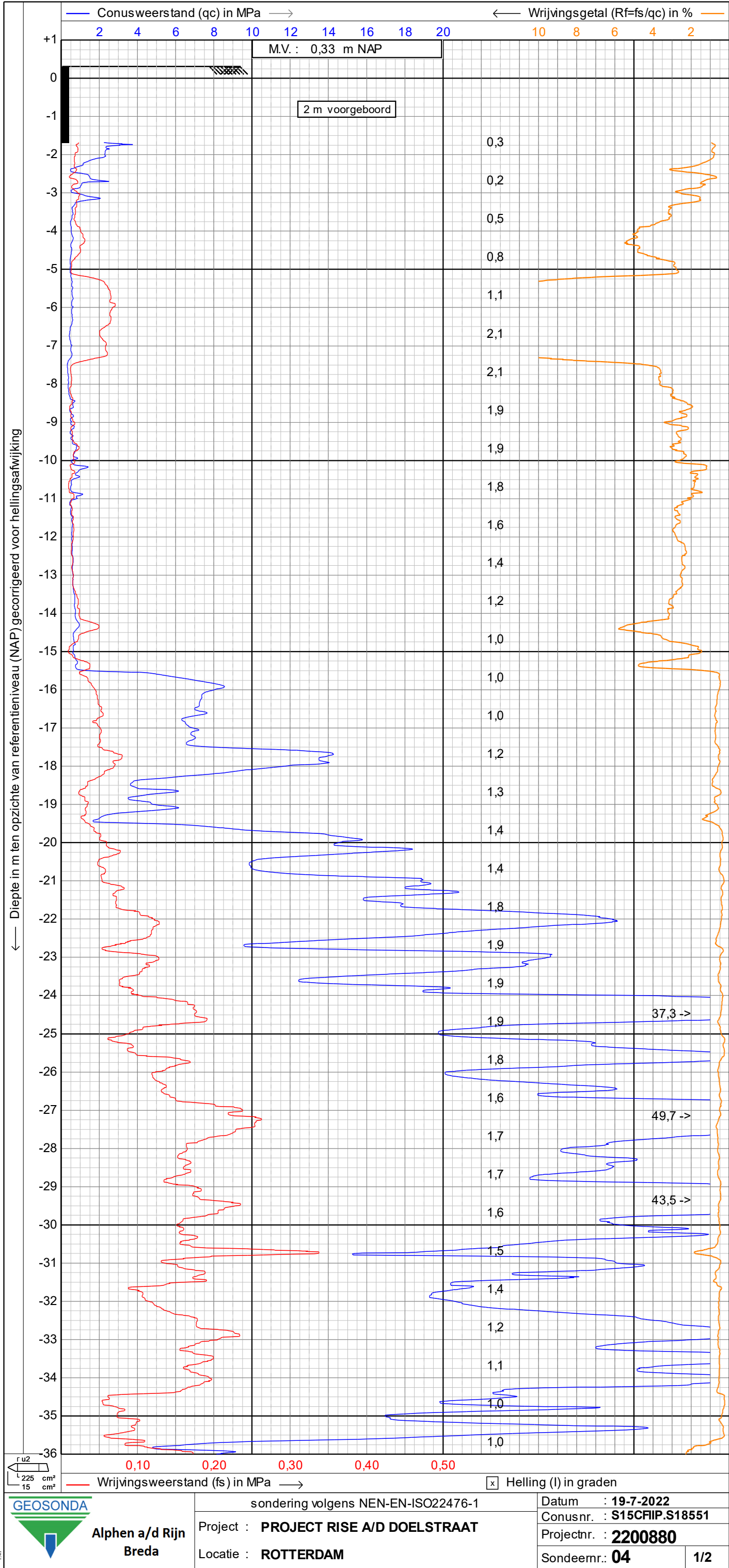


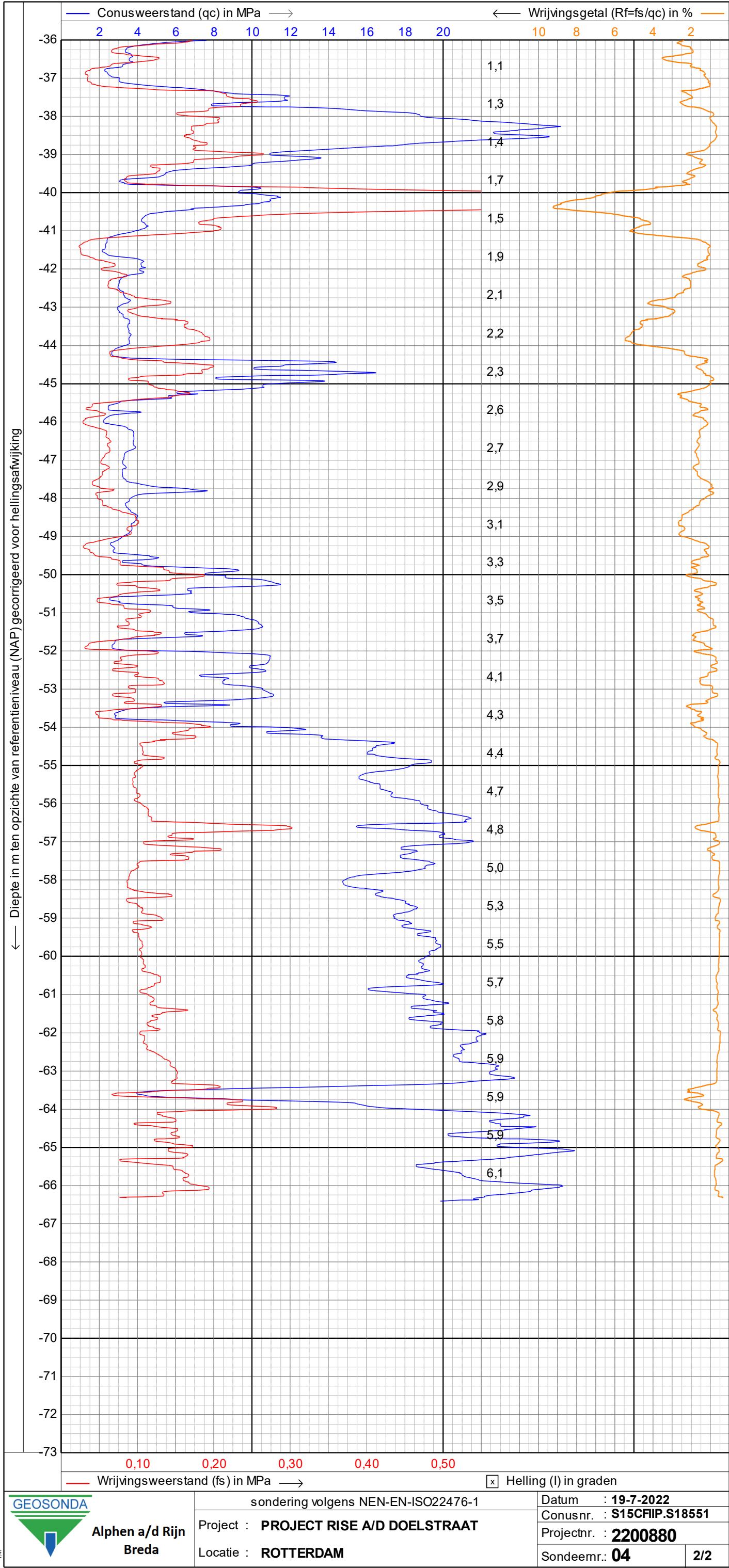
Alphen a/d Rijn
Breda

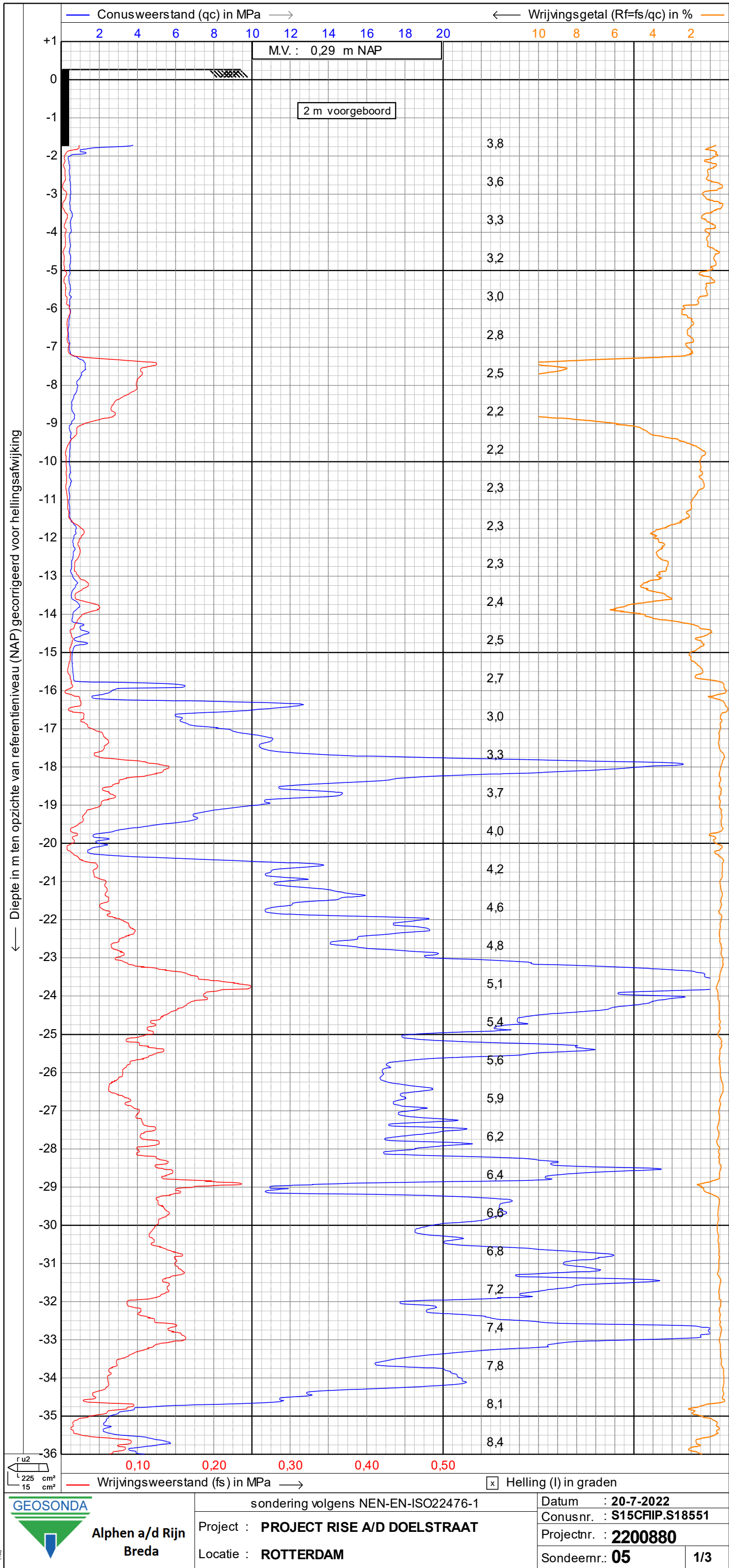
sondering volgens NEN-EN-ISO22476-1
Project : **PROJECT RISE A/D DOELSTRAAT**
Locatie : **ROTTERDAM**

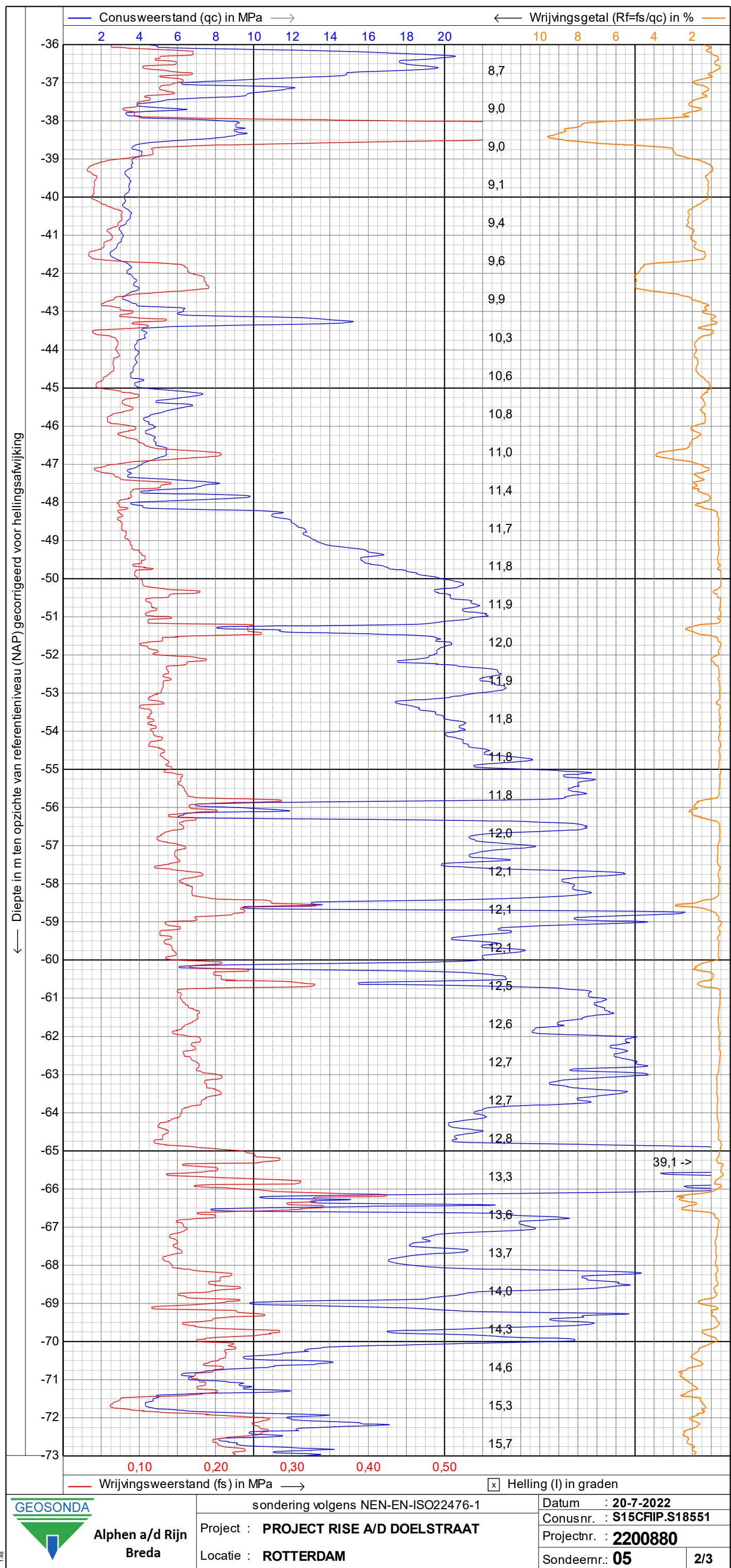
Datum : **18-7-2022**
Conusnr. : **S15CFIP.S18551**
Projectnr. : **2200880**
Sondeemr.: **01**

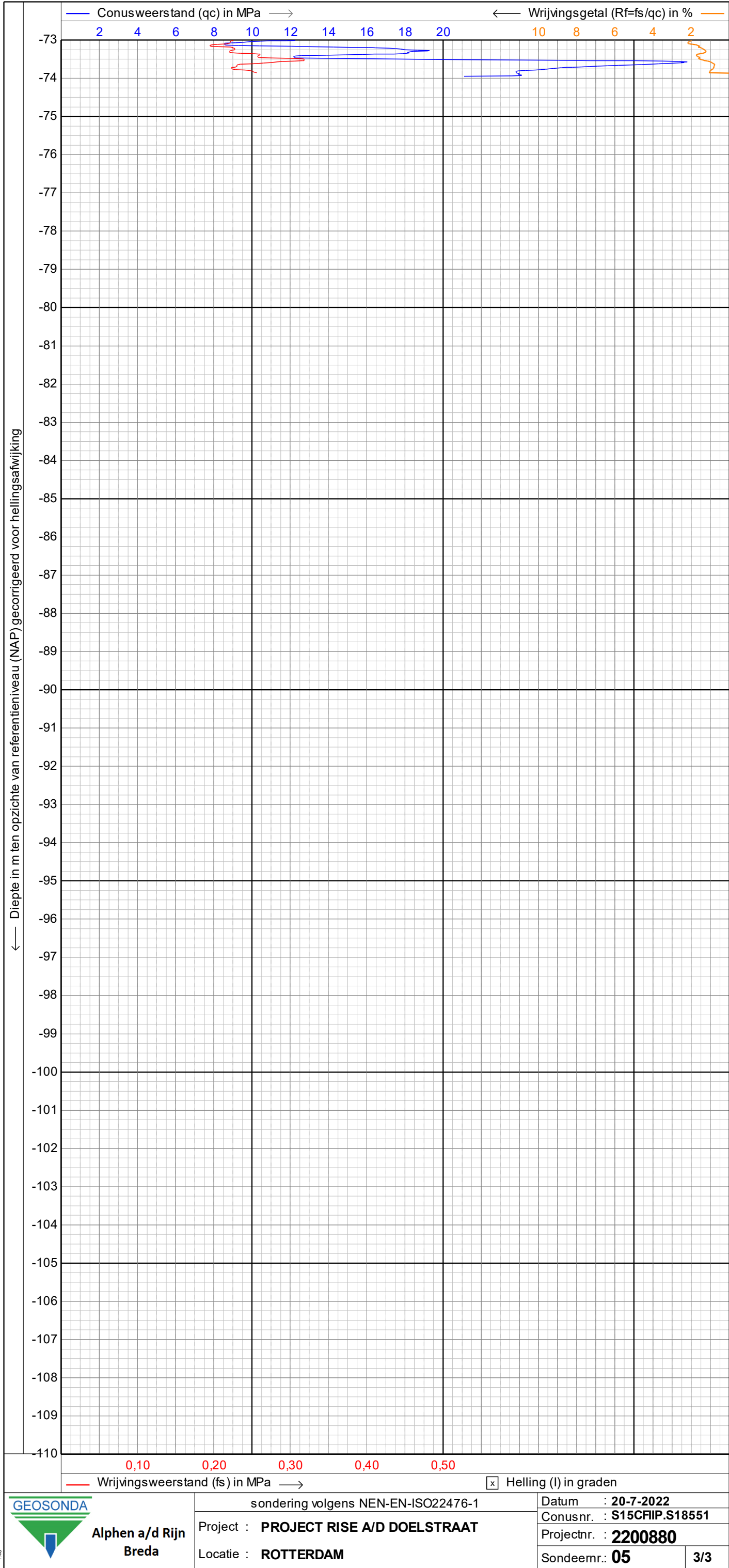


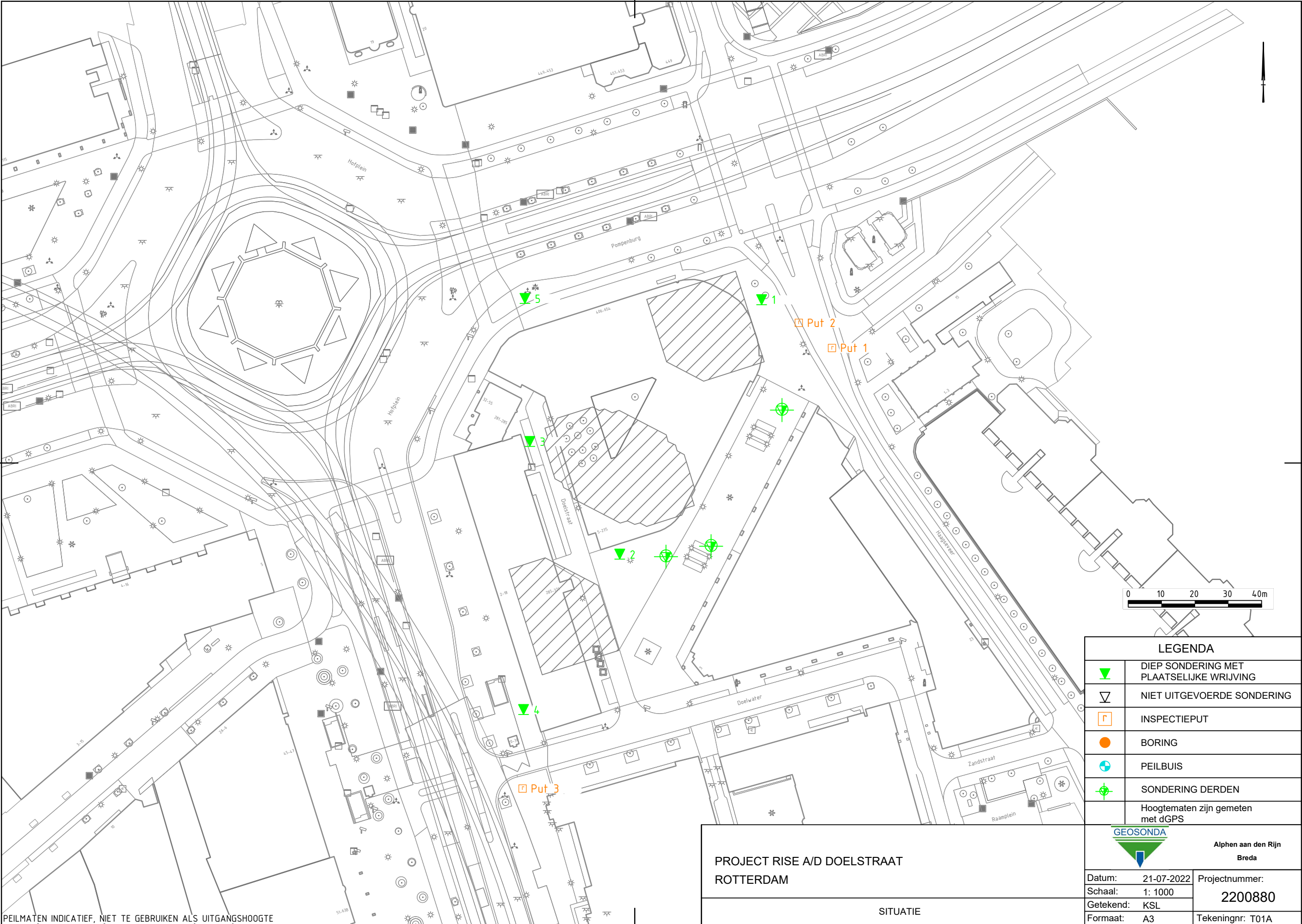








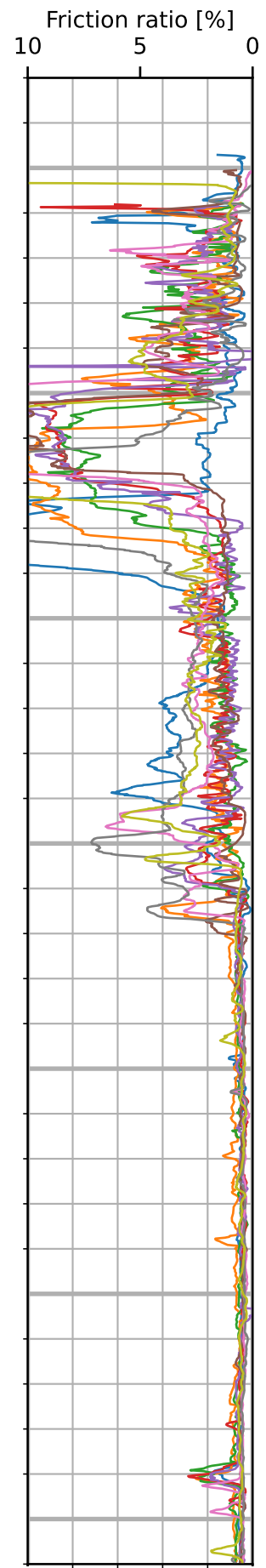
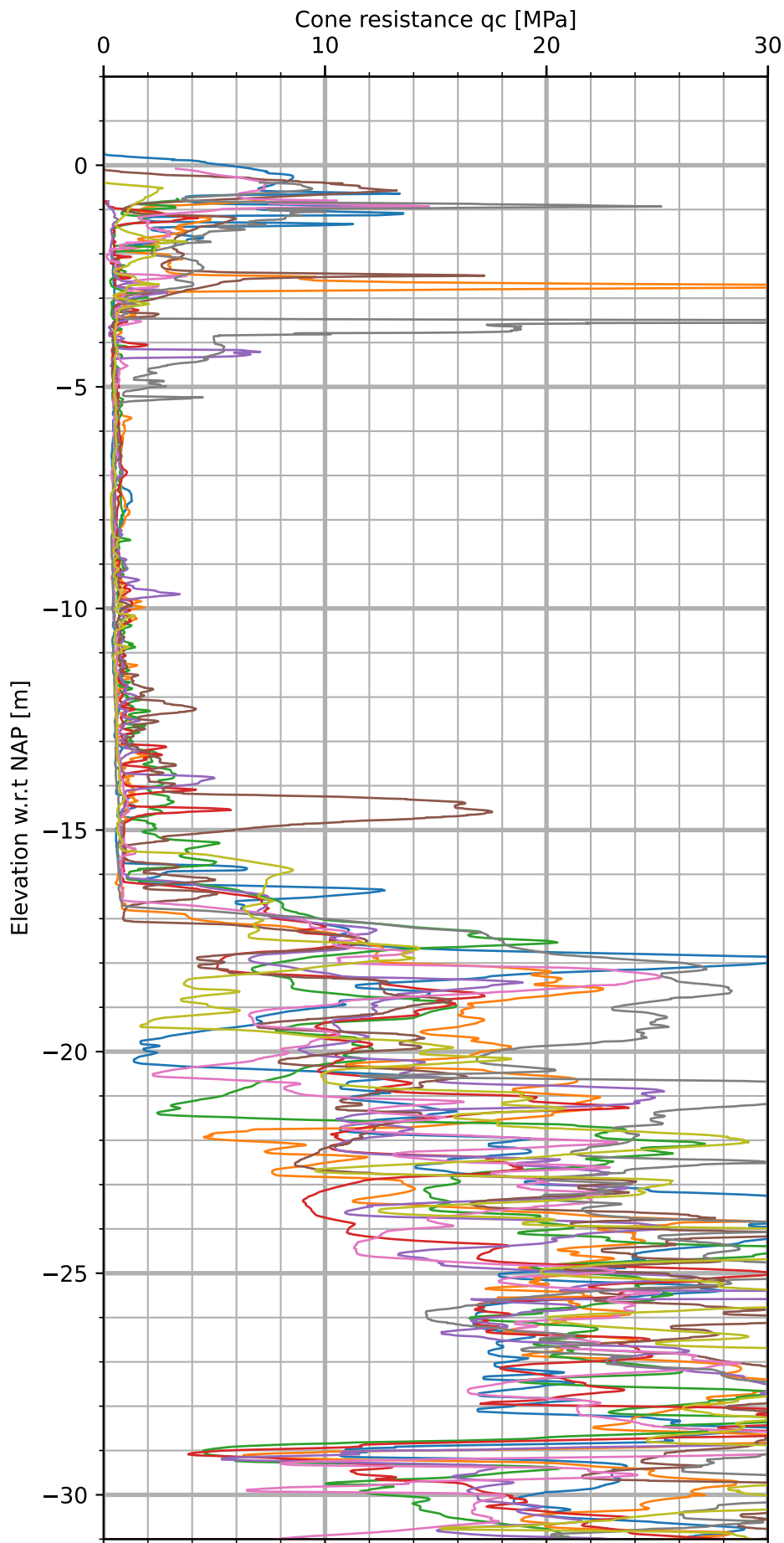
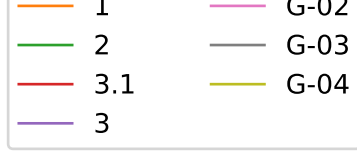


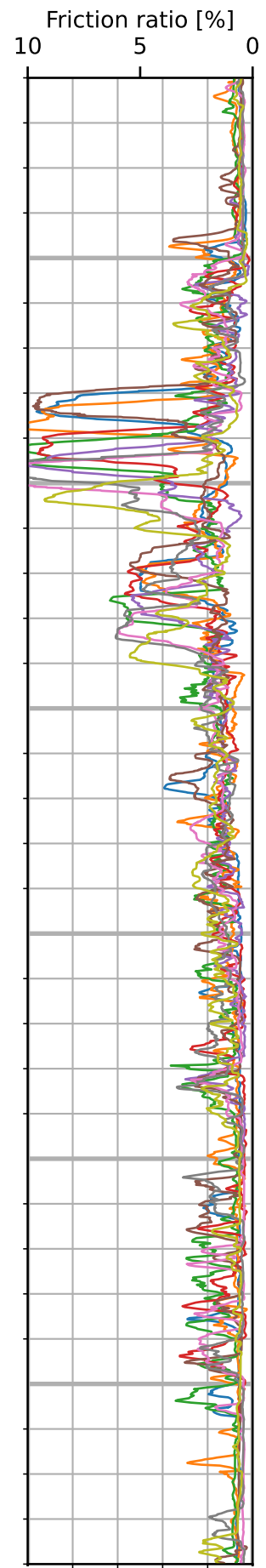
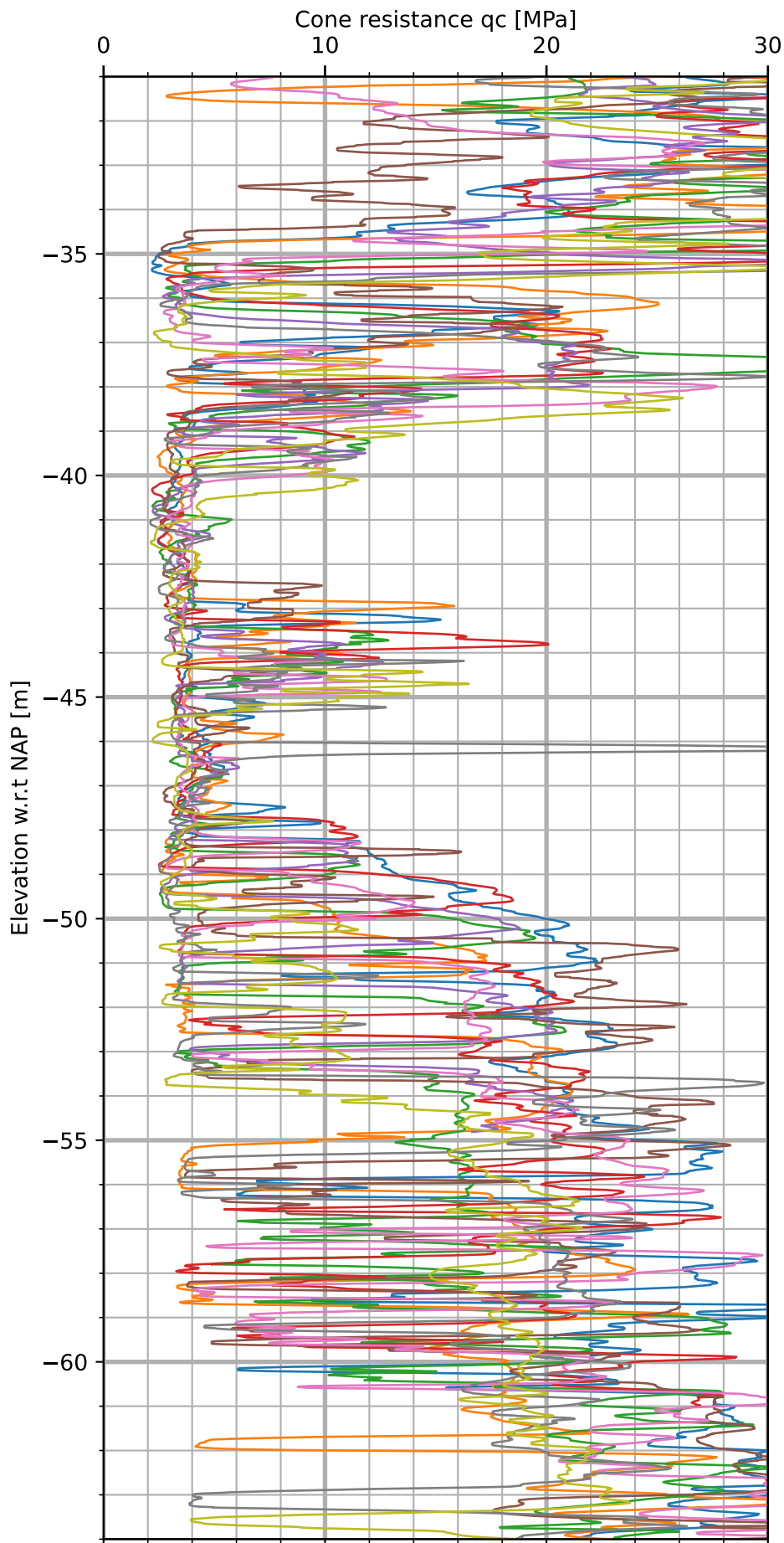
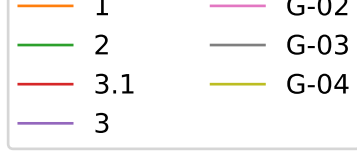


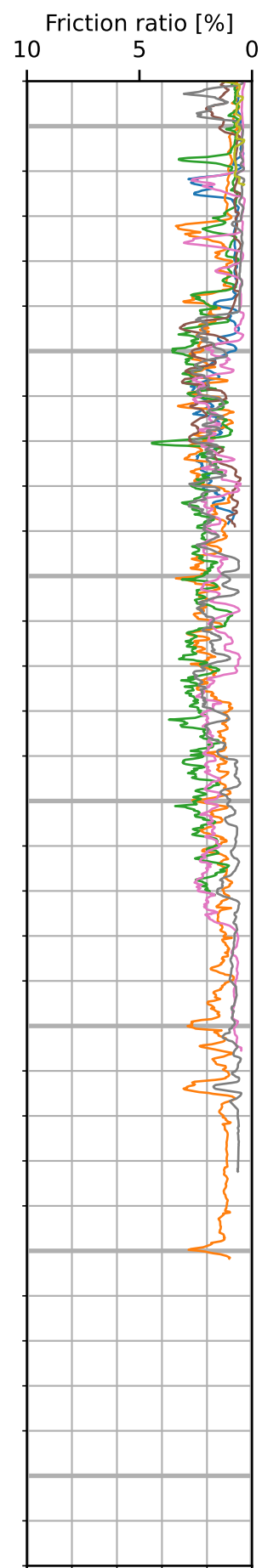
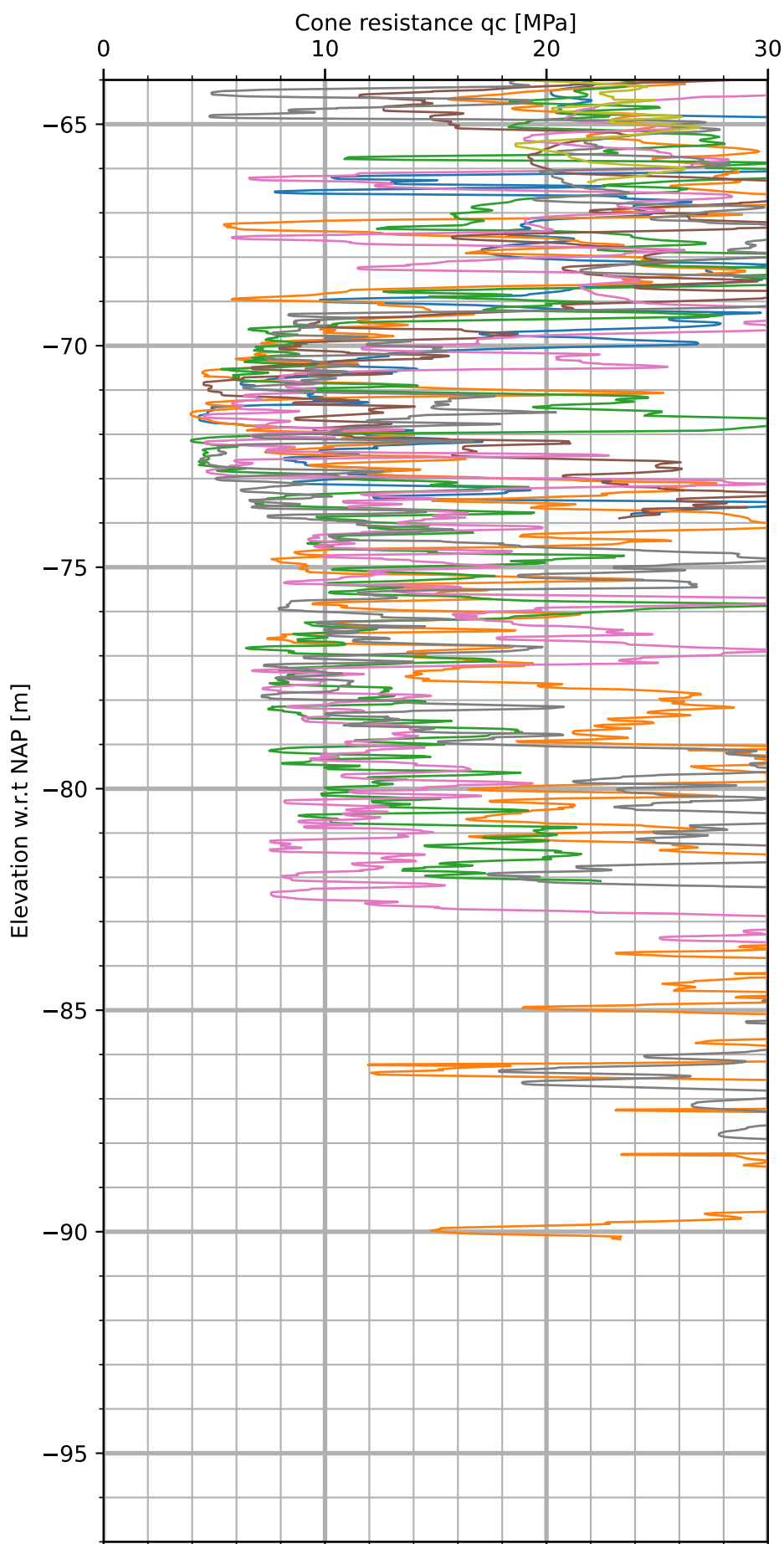
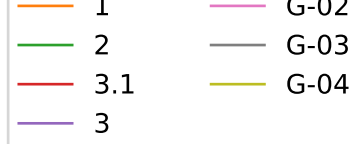
PROJECT RISE A/D DOELSTRAAT
ROTTERDAM

SITUATIE

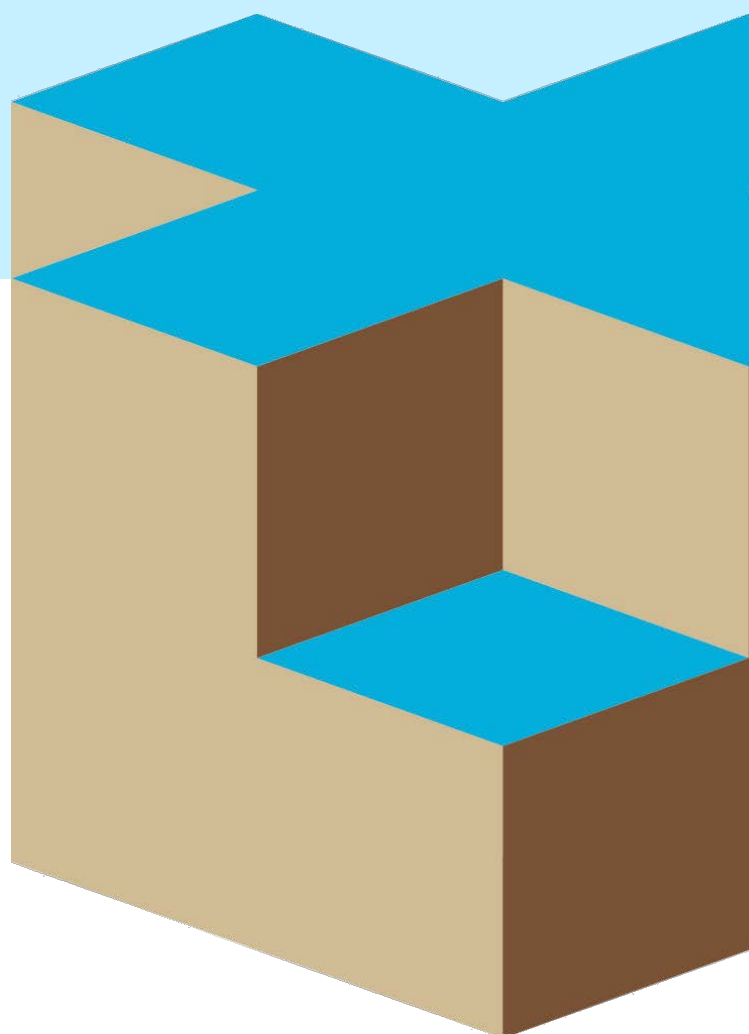
LEGENDA	
	DIEP SONDERING MET PLAATSELIJKE WRIJVING
	NIET UITGEVOERDE SONDERING
	INSPECTIEPUT
	BORING
	PEILBUIS
	SONDERING DERDEN
	Hoogtematen zijn gemeten met dGPS
 Alphen aan den Rijn Breda	
Datum: 21-07-2022	Projectnummer: 2200880
Schaal: 1: 1000	
Getekend: KSL	
Formaat: A3	Tekeningnr: T01A







Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam



Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam

Opdrachtnummer: 22ZP1270

Rapport betreffende
Resultaten geotechnisch onderzoek

Documentnummer
22ZP1270-RG-01

Versie
1.0

Datum rapport
28 november 2022

Opdrachtgever
Hofplein Ontwikkel B.V.
Antoine Platekade 1000
3072 ME Rotterdam

Vrijgegeven door:
F.W.A. van Heerebeek





INHOUDSOPGAVE

1. INLEIDING	1
2. ONDERZOEK	1
2.1 Sonderingen	1
2.2 Inmeting	1
3. ADVISERING	1

BIJLAGEN:

- A Situatietekening
- B Waterpasstaat
- C Sondeergrafieken
- D Verklaring codering

VERSIE

- 1.0 Rapportage

VERZENDLIJST:

- Per mail aan DVP B.V. te Den haag t.a.v. Dhr. P. Kroon (pim@red-company.nl)



1. INLEIDING

Ten behoeve van project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam is door ons bureau op verzoek van Hofplein Ontwikkel B.V. uit Rotterdam een geotechnisch onderzoek verricht. Voorliggend rapport bevat een beschrijving en de resultaten van het onderzoek.

2. ONDERZOEK

2.1 Sonderingen

Op de projectlocatie zijn 2 sonderingen gemaakt met een elektrische conus conform NEN-EN-ISO 22476-1. Bij de sonderingen is naast de conusweerstand tevens de plaatselijke wrijving gemeten en geregistreerd. De relatie tussen conusweerstand en plaatselijke wrijving, het wrijvingsgetal, geeft beneden het grondwaterniveau een indicatie van de verschillende grondsoorten. De sonderingen zijn uitgevoerd door een sondeertruck. Voorafgaand aan ons onderzoek is op beide locaties al een sondering gemaakt door een collega bedrijf. DKM001 is in fase 1 gestrand op 91m-mv, DKM002 op 82m-mv. Beide sonderingen zijn middels een spoelboring voorgeboord tot de voorgedragen diepte: DKM001 tot 85m-mv, DKM002 tot 77m-mv. De door ons bedrijf uitgevoerde sonderingen zijn beide gestaakt op het bereiken van de maximale totaaldruk in combinatie met een te grote buiging op de sondeerstreng.

Voor de grafieken van de sonderingen, waarbij onze meetdata is gekoppeld aan voorgaande sondering waardoor een totaalsondering wordt weergegeven per locatie, wordt verwezen naar bijlage C; de locatie van de sondeerpunten is aangegeven op de situatietekening SIT-01 bijlage A.

Voor een verklaring van de op de tekening gebruikte tekens wordt verwezen naar de "Verklaring Codering" die onder bijlage D aan dit rapport is toegevoegd.

2.2 Inmeting

Van ieder onderzoekspunt (meetpunt) is de positie en de hoogte van het maaiveld ingemeten. De meting is uitgevoerd met een GPS-systeem. Het horizontale coördinatensysteem is RD; de verticale referentie is NAP.

Voor de omschrijving van de meetresultaten wordt verwezen naar bijlage B.

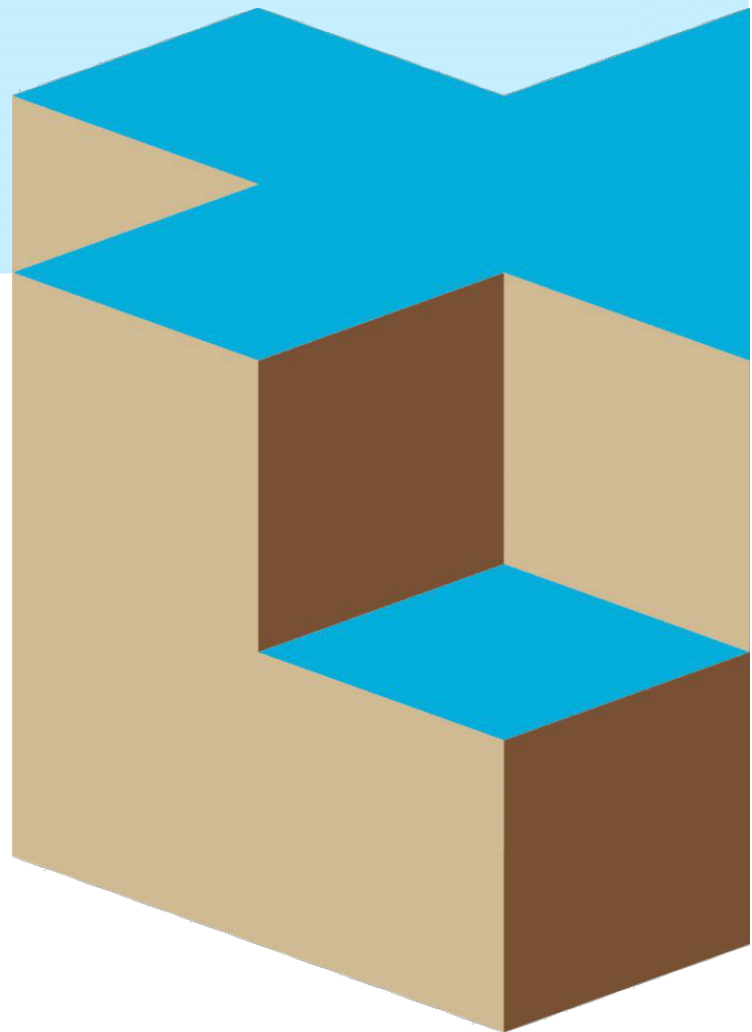
3. ADVISERING

Mocht u binnen het kader van dit project een geotechnisch, milieutechnisch en/of geohydrologisch advies wensen dan kunt u hiervoor contact opnemen met het hoofd van onze adviesafdeling ir. N.T. Debets.

Tot slot wijzen we erop dat Inpijn-Blokpoel Ingenieursbureau beschikt over een breed dienstenpakket op het gebied van de geo- en milieutechniek. Voor meer informatie hieromtrent verwijzen we naar onze website www.inpijn-blokpoel.com.

BIJLAGE A

Situatietekening





0 5 10 15 20 m



Opdrachtschrijving / locatie:

Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam

Omschrijving tekening:

Situatietekening



INPIJN INGENIEURS
BLOKPOEL

Bewerkt: **FBK**

Datum: **15 december 2022**

Schaal: **1:500**

Formaat: **A4**

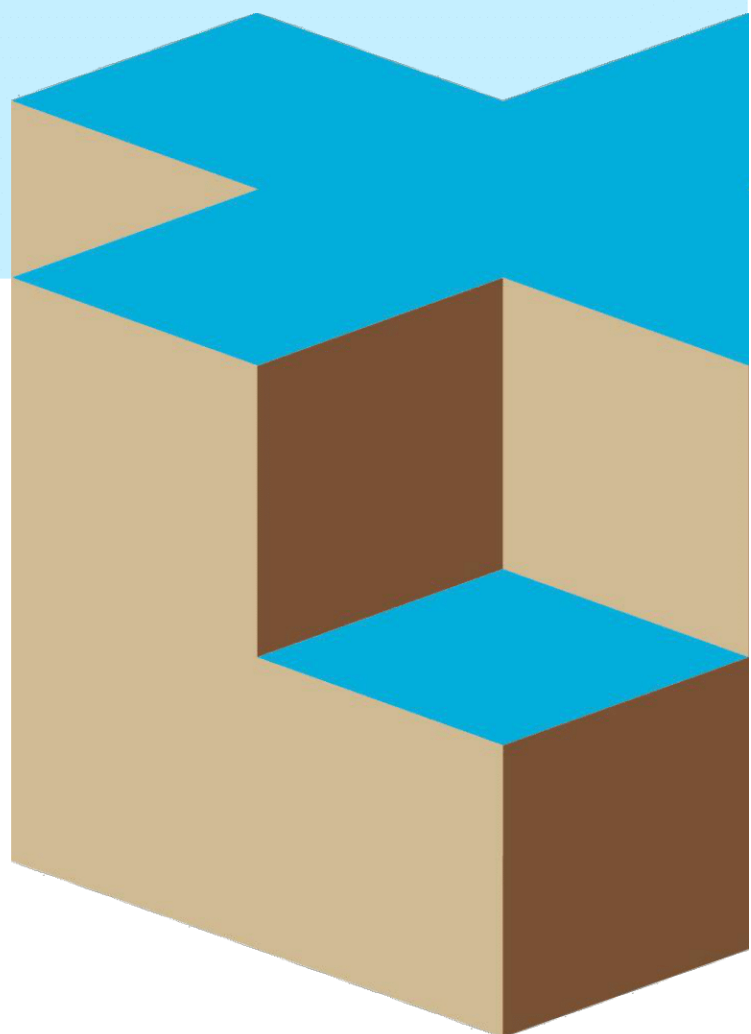
Opdrachtnummer: **22ZP1270**

Bijlage: **SIT-01**

Deze situatie dient om inzicht te geven in de locatie van de meet- en onderzoekspunten.
De tekening dient niet voor andere doeleinden gebruikt te worden.

BIJLAGE B

Waterpasstaat





Project Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht 22ZP1270
Betreft Meetpunten

OVERZICHT MEETPUNTEN

Horizontaal coördinatensysteem (X,Y)
Verticale referentie (Z)

Rijksdriehoeksmeting (RD)
Normaal Amsterdams Peil

Meetpunt	X-coördinaat [m]	Y-coördinaat [m]	Hoogte (Z) [m t.o.v. NAP]	GWS * [m t.o.v. NAP]	Datum uitvoering
DKM001	92592,28	437685,81	0,23	---	05-10-2022
DKM002	92571,01	437644,97	0,25	---	15-11-2022

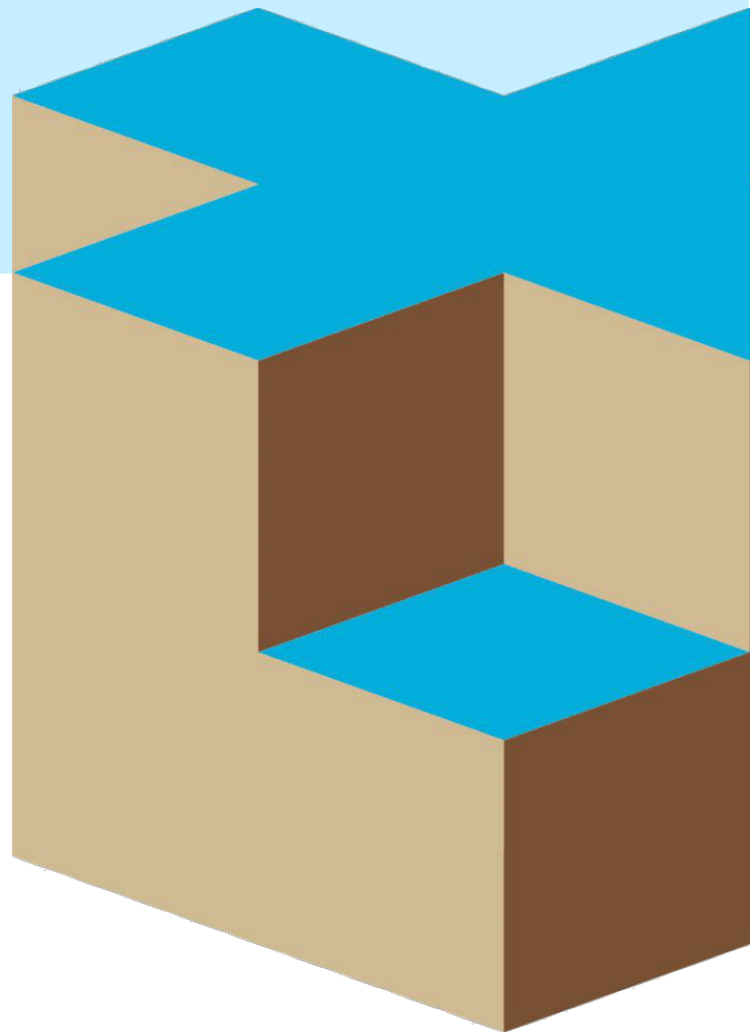
* Grondwaterstand ten tijde van het onderzoek

Let op:

Deze waterpasstaat dient om inzicht te geven in de hoogteligging en locaties van de meet- en onderzoeks-punten ten opzichte van een referentiepunt. Grondwaterstanden zijn ter indicatie en kunnen beïnvloed zijn door de uitgevoerde werkzaamheden. De resultaten dienen niet voor andere doeleinden te worden gebruikt.

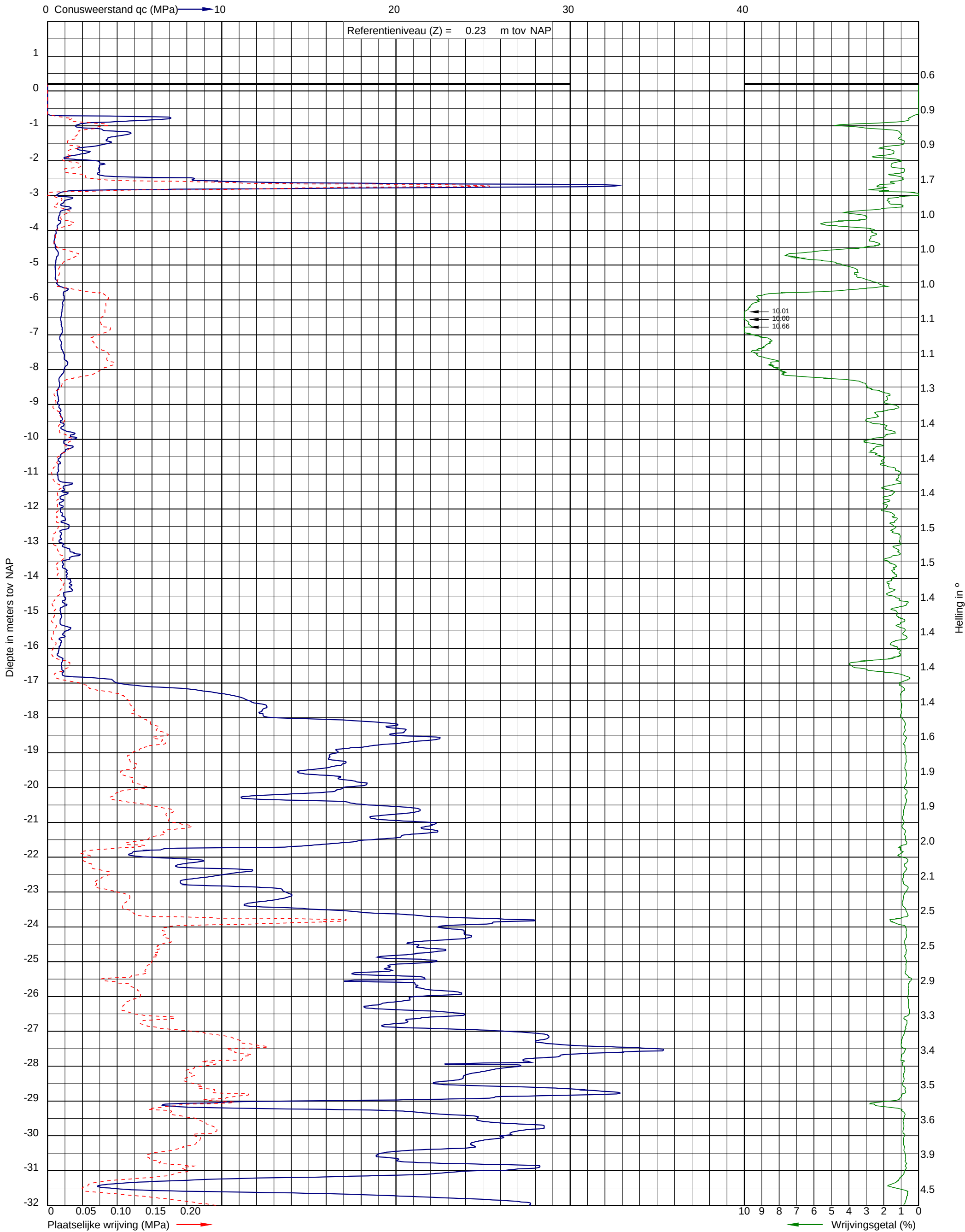
BIJLAGE C

Sondeergrafieken





Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



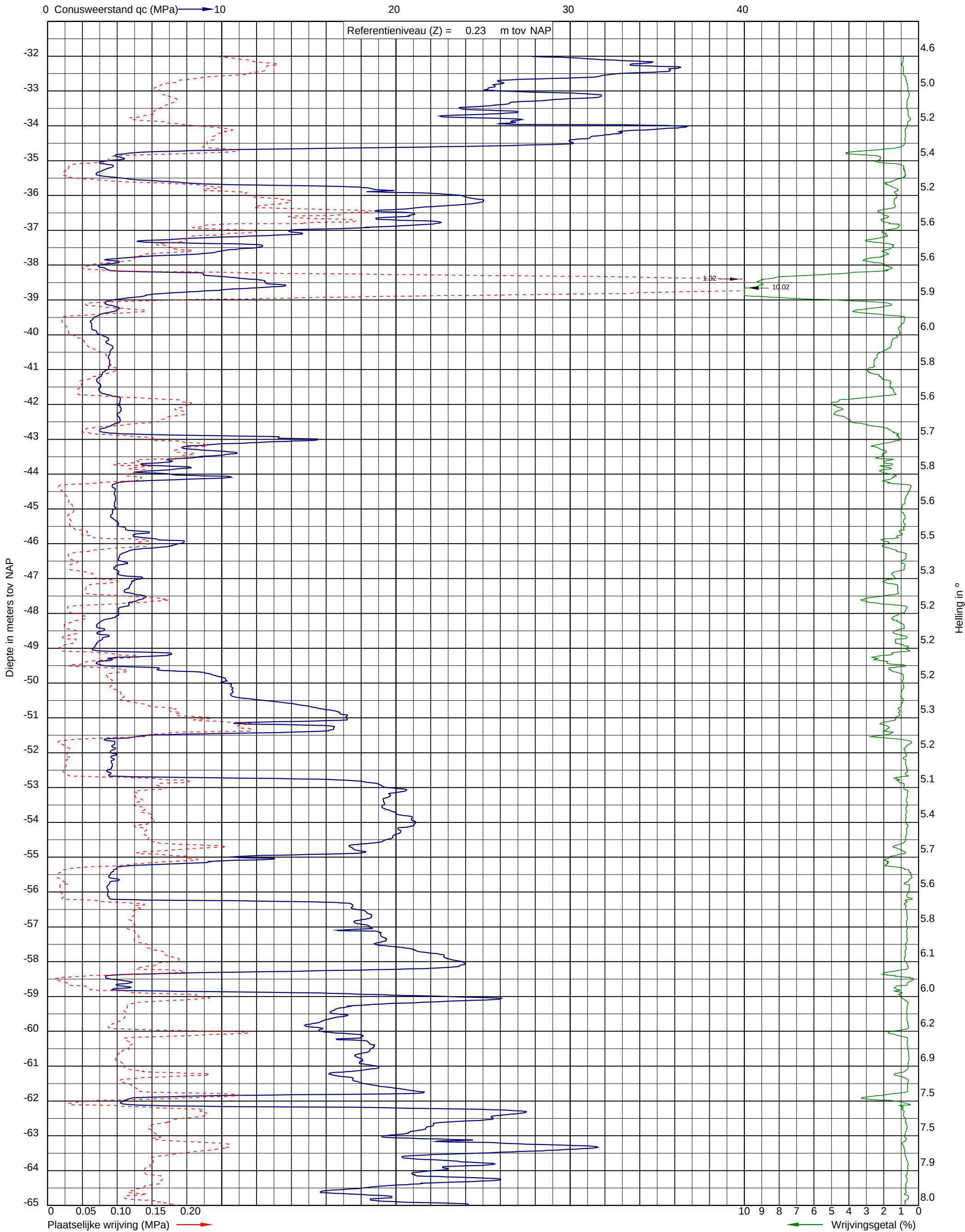
Uitvoeringsdatum: 2-12-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92592.3
Y: 437685.8
GWS (m-mv): 0

DKM001



Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



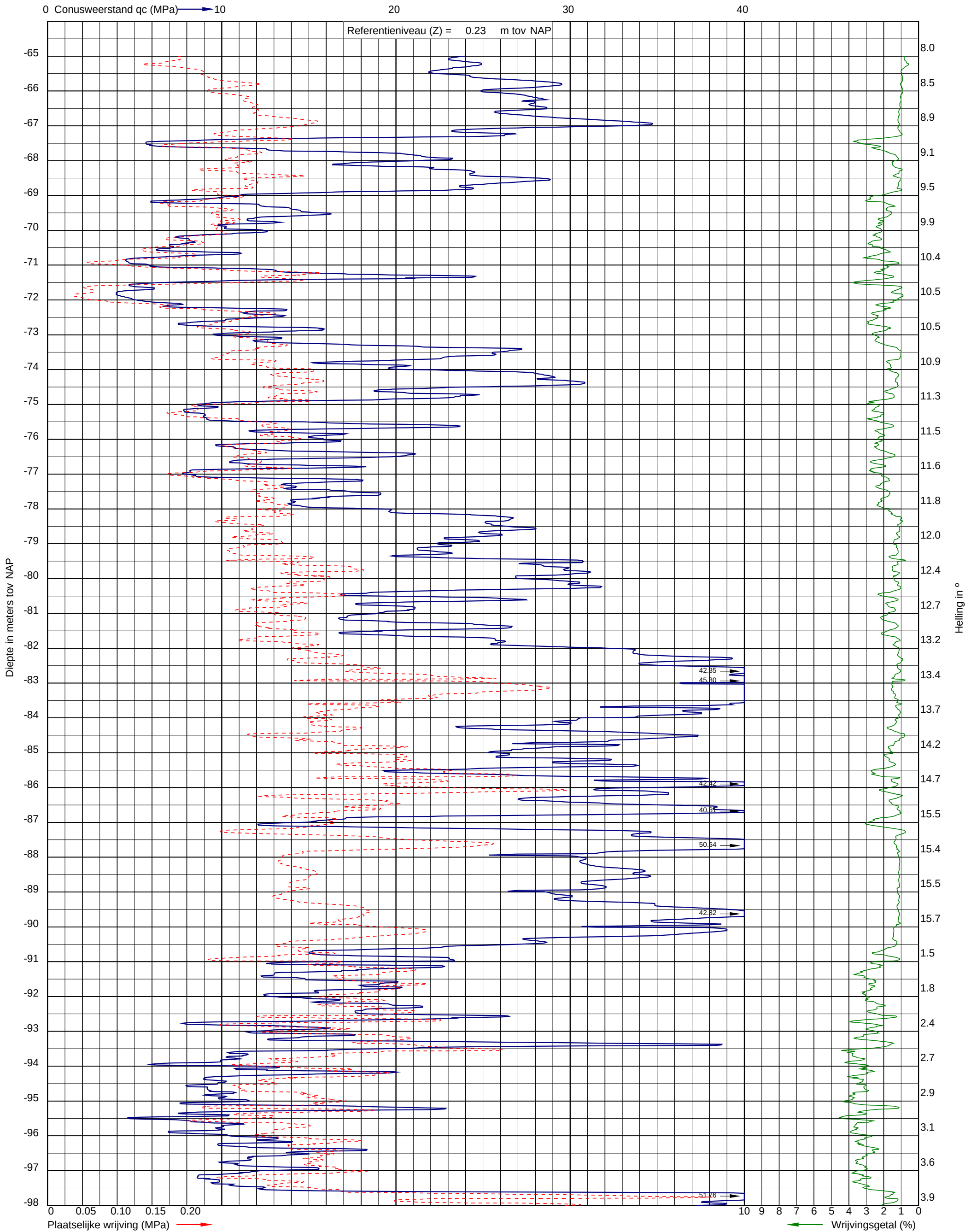
Uitvoeringsdatum: 2-12-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92592.3
Y: 437685.8
GWS (m-mv): 0

DKM001



Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



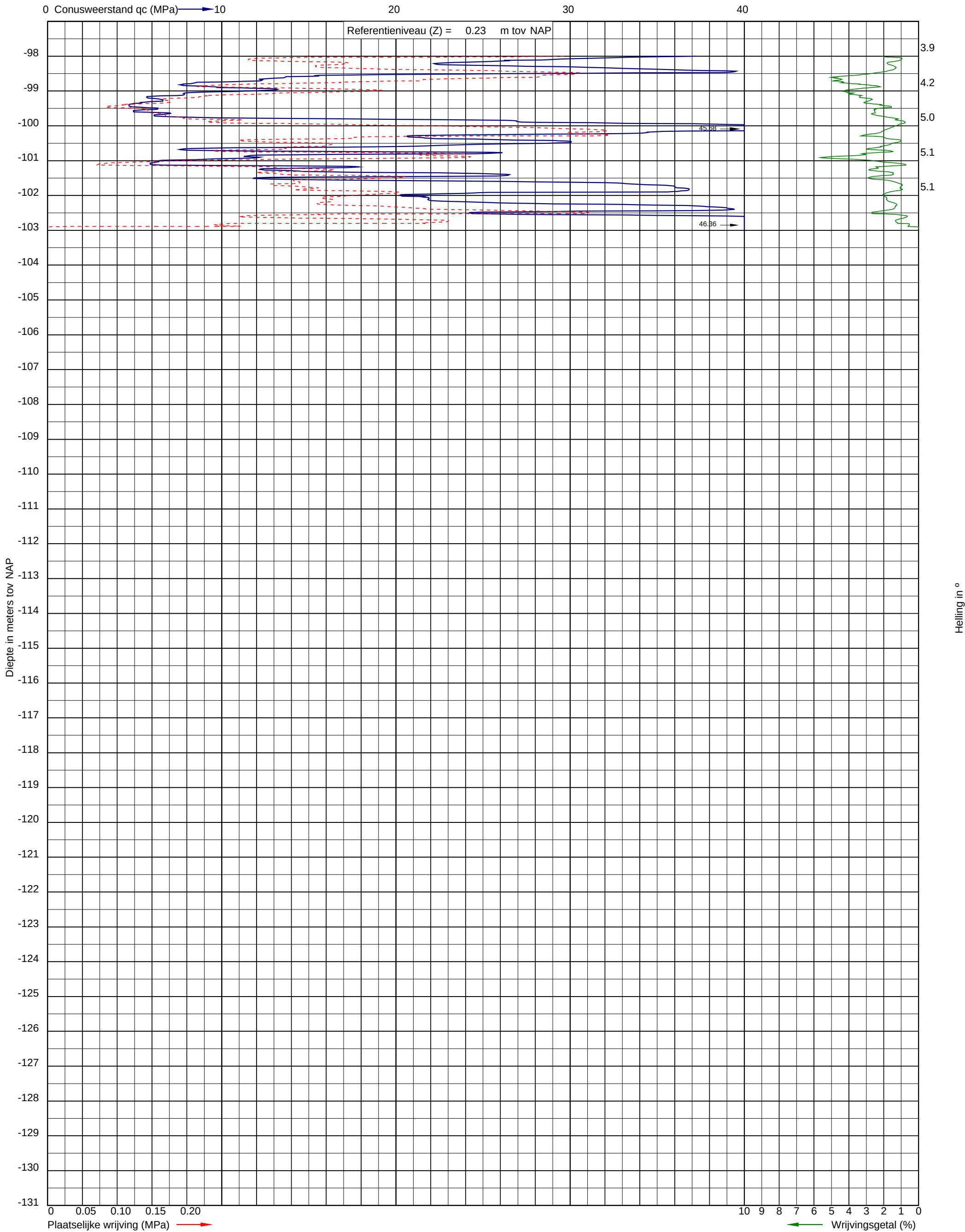
Uitvoeringsdatum: 2-12-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92592.3
Y: 437685.8
GWS (m-mv): 0

DKM001



Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



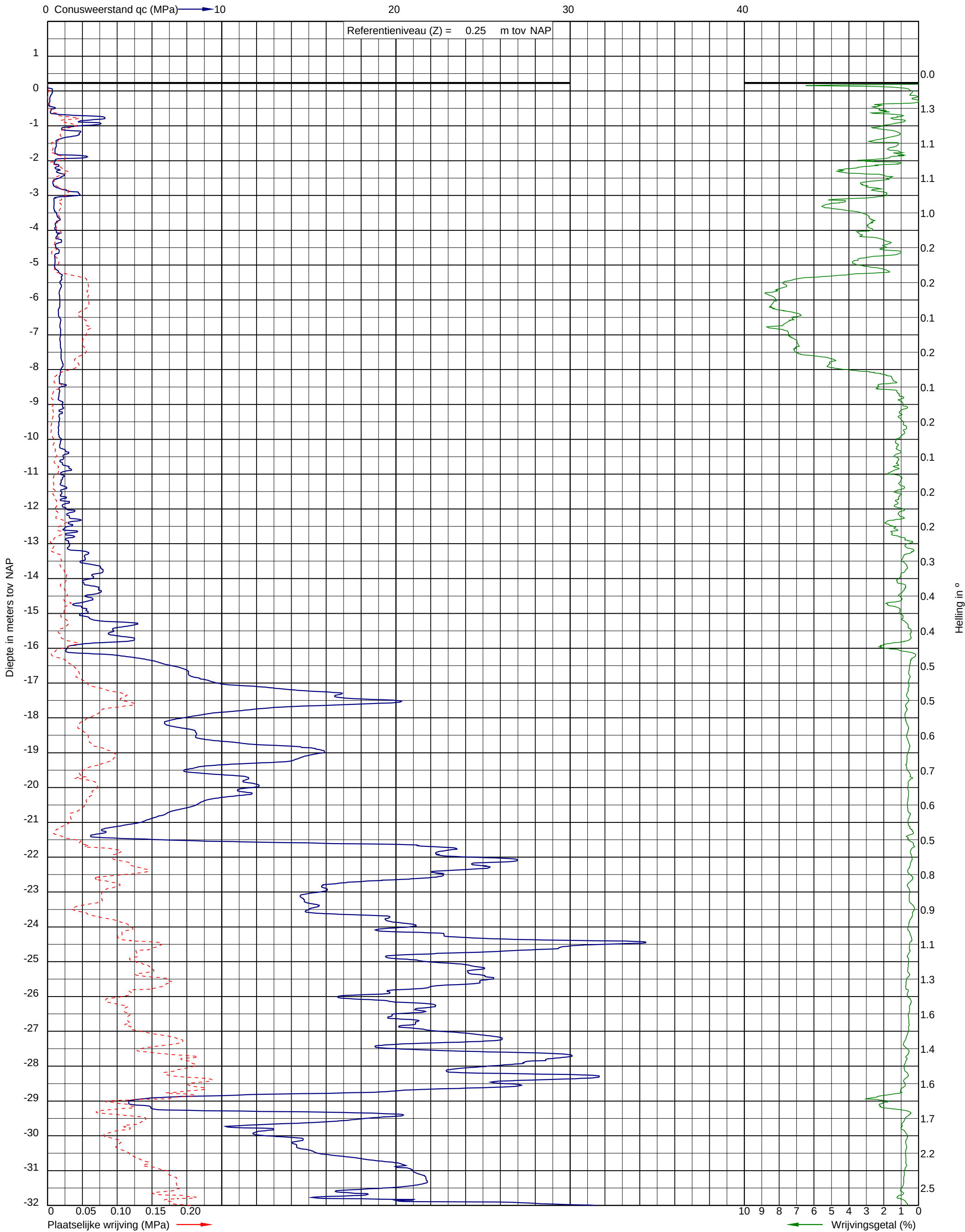
Uitvoeringsdatum: 2-12-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92592.3
Y: 437685.8
GWS (m-mv): 0

DKM001



Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



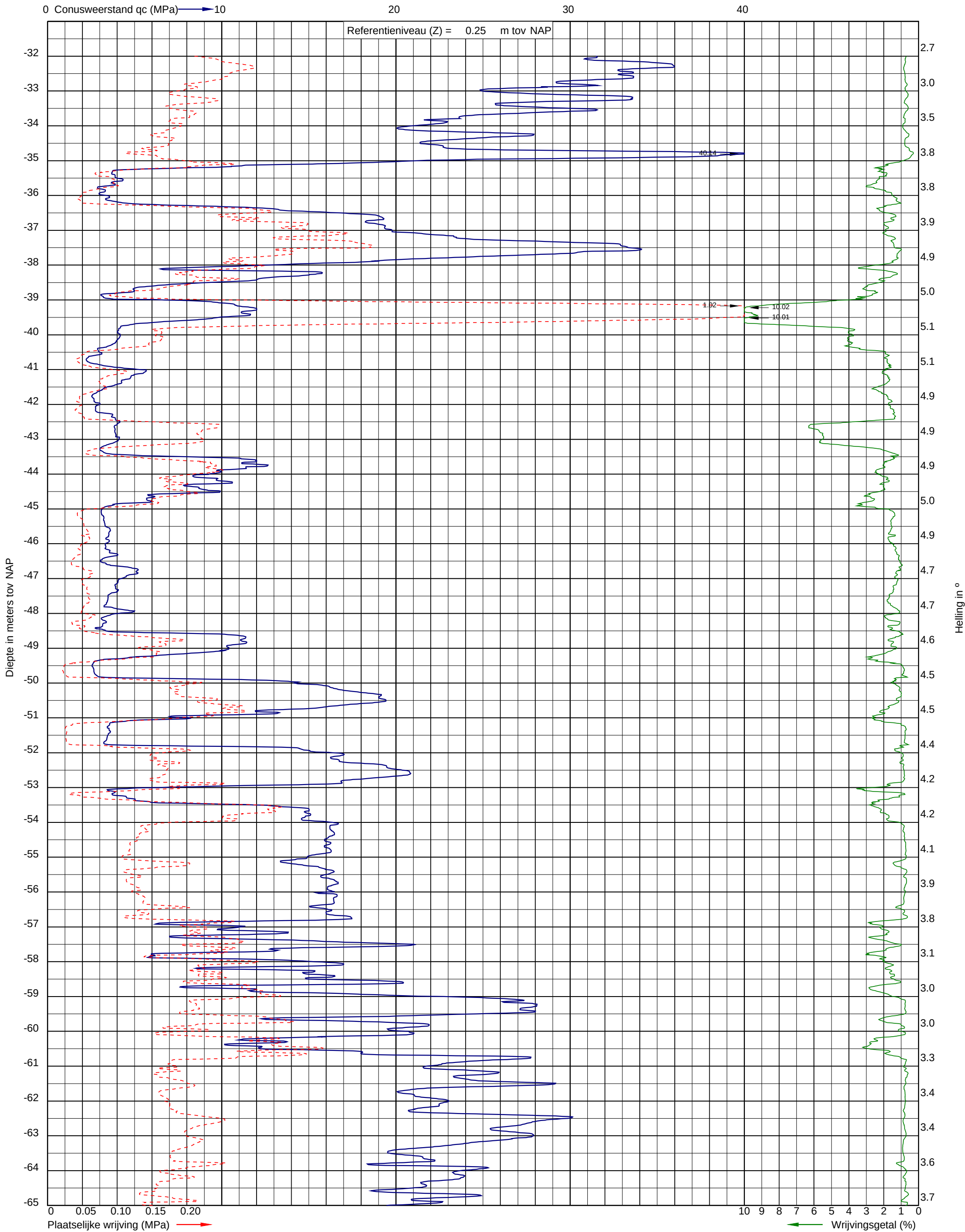
Uitvoeringsdatum: 25-11-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92571.0
Y: 437645.0
GWS (m-mv): 0

DKM002



Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



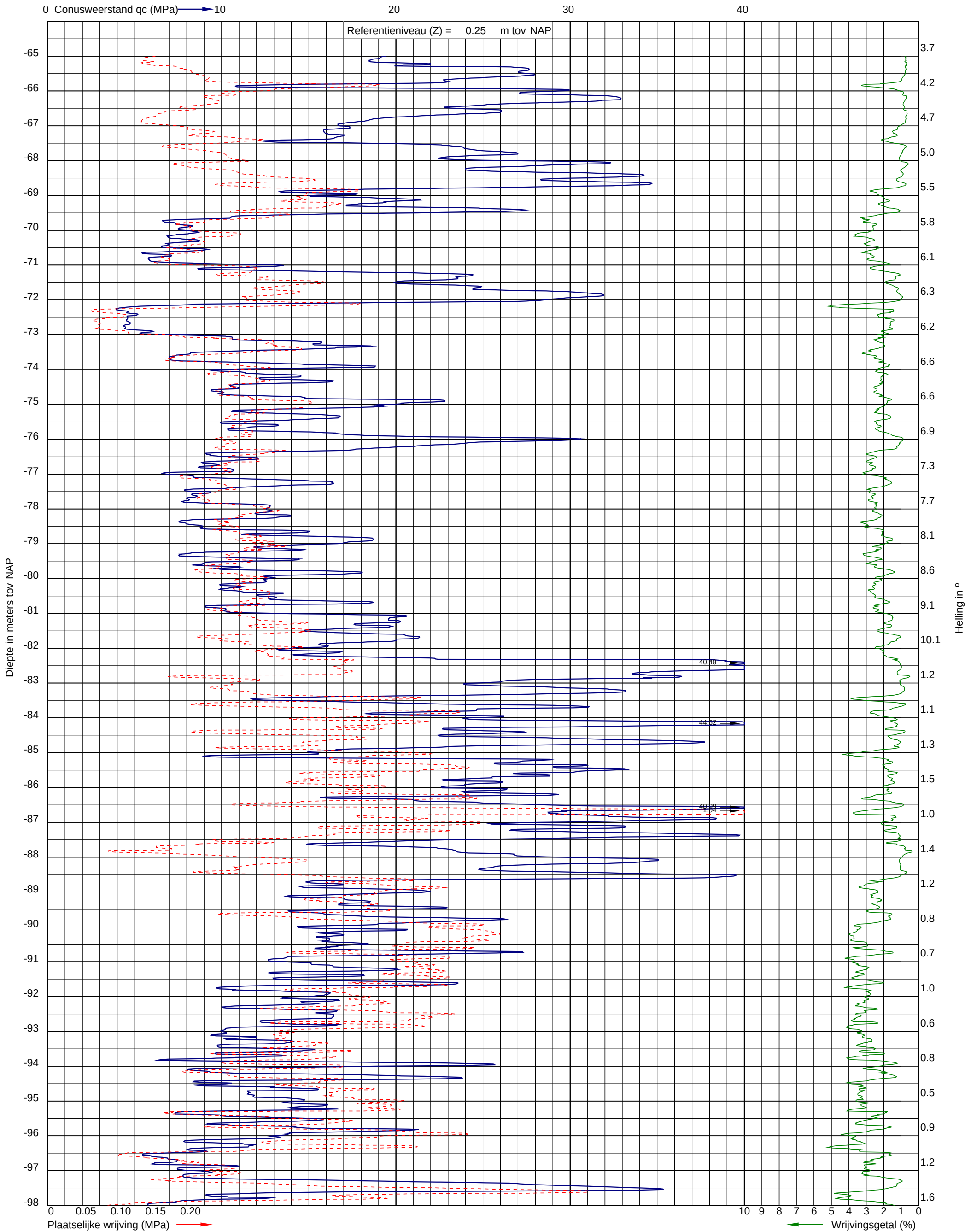
Uitvoeringsdatum: 25-11-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92571.0
Y: 437645.0
GWS (m-mv): 0

DKM002



Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



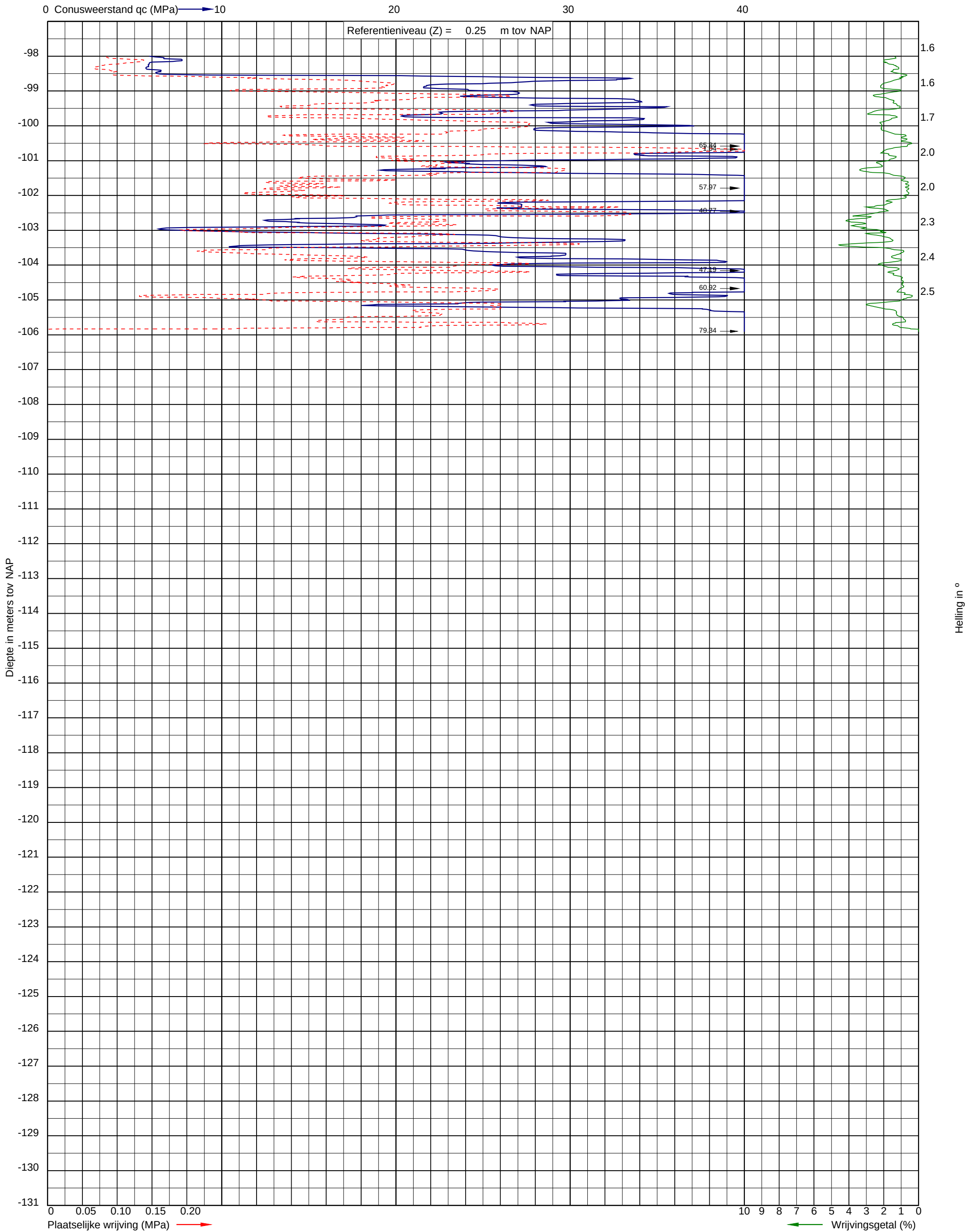
Uitvoeringsdatum: 25-11-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92571.0
Y: 437645.0
GWS (m-mv): 0

DKM002



Project: Project Rise aan de Doelstraat te Rotterdam
Opdracht: 22ZP1270
Betreft: Sondeergrafiek



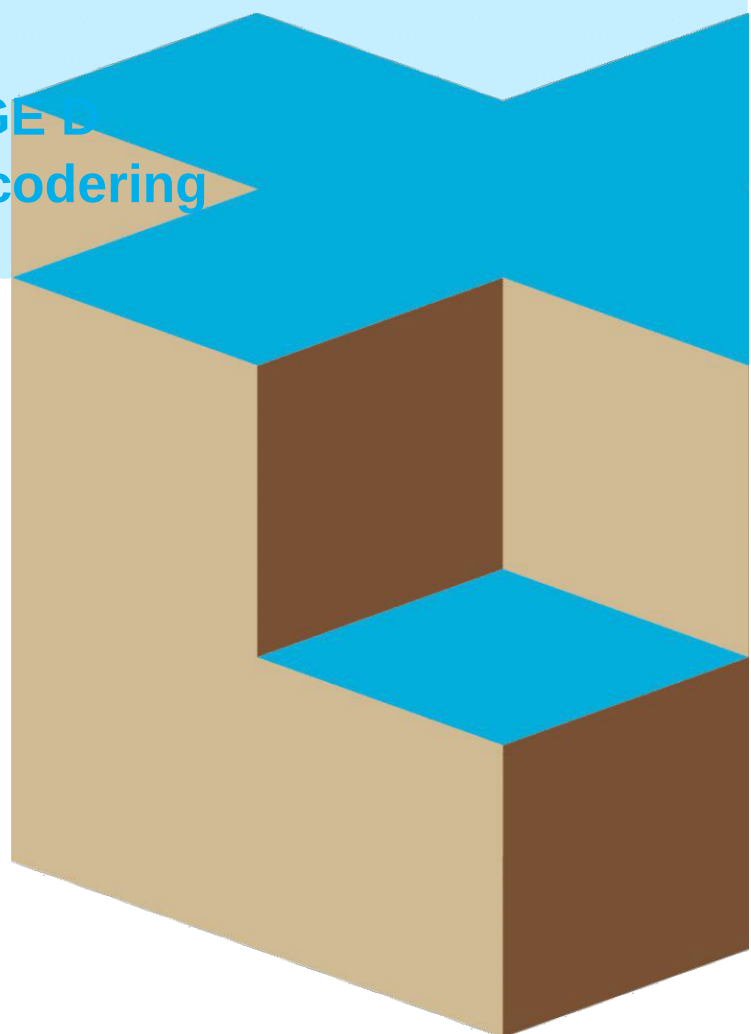
Uitvoeringsdatum: 25-11-2022
Norm: NEN-EN-ISO 22476-1
Toepassingsklasse: 1
Conusnummer:

X: 92571.0
Y: 437645.0
GWS (m-mv): 0

DKM002

BIJLAGE D

Verklaring codering





LEGENDA TEKENINGEN EN VERKLARING AFKORTINGEN

SONDERING

▼	D	Sondering zonder kleeftmeting
	DKM	Sondering met kleeftmeting
	DKMP	Sondering met kleeft- en waterspanningsmeting
	DM	Mechanische sondering
	DKMS	Seismische sondering met kleeftmeting
	DKMPS	Seismische sondering met kleeft- en waterspanningsmeting
	Dma	Magnetometer sondering
	Ma	Magnetometer (zonder conusweerstand)
	DB	Bolsondering
	DT	T-bar sondering
	FVT	Field vane test
	HPT	Hydraulic profiling tool
	DS	Slagsondering
	HM	Handsondering
	SPT	Standaard penetratie test
	DKM-EC	Geleidbaarheidssondering met kleeftmeting
	DKMP-EC	Geleidbaarheidssondering met kleeft- en waterspanningsmeting

▽ Niet uitgevoerd ▼ fase 2 ▼ fase 3 ▼ fase 4

BORING

●	HB	Handboring
	B	Mechanische boring

○ Niet uitgevoerd

PEILBUIS

●	Bpb	Mechanische boring met peilbuis
	HBpb	Handboring met peilbuis
	PB	Gedrukte peilbuis

MONITORING

⊕	WSM	Waterspanningsmeter
▭	IMB	Inclinometerbuis
	IMS	Inclinometer SAAF
⊠	ZB	Zakbaak
⚙	DFB	Deformatiebout
⚙	SCM	Scheurmeter
⚙	EXM	Extensometer
⚙	TM	Tiltmeter
⚙	TRM	Trillingmeter
⊗	PDPs	Plaatdrukproef (statisch)
	PDPd	Plaatdrukproef (dynamisch)
⊗	PP	Pompput
⊗	PRP	Proefgat
⊗	PRS	Proefsleuf

ALGEMEEN

⚙	Meetpunt: brug, dorpel, kolk, meetbout, put, weg, water
→	Foto
▨	Bestaande bebouwing
↗	0-Punt lokaal assenstelsel

INPIJN-BLOKPOEL SPECIALIST IN:

Grondonderzoek
Geotechnisch laboratoriumonderzoek
Geotechnisch advies

Geohydrologisch advies
Monitoring
Milieutechniek

Voor meer informatie zie: www.inpijn-blokpoel.com

Vestiging Son

Ekkersrijt 2058
5692 BA Son
(0499) 47 17 92
post@inpijn-blokpoel.com

Vestiging Groningen

Postbus 2601
9704 CP Groningen
(088) 012 18 00
noord@inpijn-blokpoel.com

Vestiging Waddinxveen

Mercuriusweg 18
2741 TA Waddinxveen
(0182) 61 00 13
west@inpijn-blokpoel.com

Vestiging Hoofddorp

Kromme Spieringweg 250B
2141 BR Vijfhuizen
(023) 565 57 78
hoofddorp@inpijn-blokpoel.com

Bijlage B

Berekeningsvoorbeelden axiale paalweerstand

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{otan}\delta$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s,cal,max;i}$ [kN/m]	$F_{nk,rep}$ [kN/m]
1	-0,64	17,2			Zand, tot Zand, grindig	3,78	0,00	0	0
2	-0,68	18,8			Zand, (zwak) siltig	7,93	0,00	0	0
3	-0,77	18,9			Zand vast - Zand, kleilig	9,15	0,00	0	0
4	-0,81	17,8			Zand, (zwak) siltig	10,36	0,00	0	0
5	-0,96	18,6			Zand, tot Zand, grindig	12,11	0,00	0	0
6	-1,11	19,3			Zand, (zwak) siltig	14,96	0,00	0	0
7	-1,16	18,9			Zand, tot Zand, grindig	16,87	0,00	0	0
8	-1,50	18,2			Zand, (zwak) siltig	20,44	0,00	0	0
9	-1,94	18,2			Zand, (zwak) siltig	25,32	0,00	0	0
10	-1,97	17,4			Zand, siltig tot Silt	27,23	0,00	0	0
11	-2,80	17,5			Zand, (zwak) siltig	30,46	0,00	0	0
12	-2,87	17,6			Zand, siltig tot Silt	33,84	0,00	0	0
13	-3,35	16,9			Klei, siltig / Silt	35,77	0,00	0	0
14	-3,45	15,8			Klei, (zwak) siltig	37,72	0,00	0	0
15	-3,46	17,6			Zand, (zwak) siltig	38,04	0,00	0	0
16	-3,54	20,7			Zand, tot Zand, grindig	38,51	0,00	0	0
17	-3,59	20,6			Zand, (zwak) siltig	39,21	0,00	0	0
18	-3,64	21,2			Zand vast - Zand, kleilig	39,75	0,00	0	0
19	-3,84	20,3			Zand, (zwak) siltig	41,06	0,00	0	0

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{otan}\delta$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i;gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i;ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s;cal;max;i}$ [kN/m]	$F_{nk;rep}$ [kN/m]
20	-3,87	18,9			Zand, siltig tot Silt	42,23	0,00	0	0
21	-4,44	17,9			Zand, (zwak) siltig	44,61	0,00	0	0
22	-4,74	17,5			Zand, siltig tot Silt	47,99	0,00	0	0
23	-4,84	17,4			Klei, siltig / Silt	49,49	0,00	0	0
24	-4,86	18,5			Zand, siltig tot Silt	49,95	0,00	0	0
25	-4,93	18,2			Klei, siltig / Silt	50,32	0,00	0	0
26	-5,03	17,9			Zand, siltig tot Silt	51,00	0,00	0	0
27	-5,09	17,3			Klei, siltig / Silt	51,62	0,00	0	0
28	-5,20	16,5			Klei, (zwak) siltig	52,20	0,00	0	0
29	-5,29	17,7			Zand, siltig tot Silt	52,90	0,00	0	0
30	-5,33	17,0			Klei, siltig / Silt	53,38	0,00	0	0
31	-5,98	15,3			Klei, (zwak) siltig	55,25	0,00	0	0
32	-6,19	14,0			Klei / Veen	57,40	0,00	0	0
33	-8,46	10,2			Veen, organisch materiaal	58,04	0,00	0	0
34	-8,54	13,5			Klei / Veen	58,39	0,00	0	0
35	-10,00	15,6			Klei, (zwak) siltig	62,62	0,00	0	0
36	-14,78	15,6	0,5	0,25	Klei, (zwak) siltig	80,09	13,38	0	16
37	-15,29	13,8	0,8	0,25	Klei / Veen	94,44	27,73	0	20
38	-16,73	15,8	0,7	0,25	Klei, (zwak) siltig	99,54	32,83	0	31
39	-16,75	17,2	1,4	0,25	Klei, siltig / Silt	103,75	37,04	0	32
40	-16,81	17,3	2,8	0,25	Zand, siltig tot Silt	104,04	37,33	0	32
41	-20,68	19,7	20,9		Zand, (zwak) siltig	123,03	56,32	0	

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{\tan\delta}$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s,cal,max;i}$ [kN/m]	$F_{nk,rep}$ [kN/m]
42	-20,94	20,0	34,5		Zand, tot Zand, grindig	143,10	76,39	0	
43	-35,44	20,1	27,8		Zand, (zwak) siltig	217,41	150,70	1666	
44	-35,61	20,4	14,3		Zand, siltig tot Silt	291,30	224,59	1685	
45	-36,09	18,5	4,5		Klei, siltig / Silt	294,22	227,51	1701	
46	-36,16	17,5	2,6		Klei, (zwak) siltig	296,53	229,82	1703	
47	-36,28	17,7	3,1		Klei, siltig / Silt	297,26	230,55	1706	
48	-36,51	17,8	3,8		Zand, siltig tot Silt	298,62	231,91	1713	
49	-36,67	18,9	4,7		Klei, siltig / Silt	300,22	233,51	1719	
50	-36,78	19,7	11,0		Zand, siltig tot Silt	301,46	234,75	1729	
51	-36,91	20,0	16,6		Zand, (zwak) siltig	302,65	235,94	1746	
52	-37,02	20,8	20,1		Zand, siltig tot Silt	303,89	237,18	1761	
53	-37,85	20,1	23,2		Zand, (zwak) siltig	308,68	241,97	1873	
54	-37,89	21,0	21,5		Zand, siltig tot Silt	313,11	246,40	1878	
55	-38,04	20,1	9,0		Klei, siltig / Silt	314,09	247,38	1889	
56	-38,35	20,4	13,1		Zand, siltig tot Silt	316,45	249,74	1921	
57	-38,52	20,0	7,6		Klei, siltig / Silt	318,90	252,19	1931	
58	-38,66	20,3	11,9		Zand, siltig tot Silt	320,46	253,75	1945	
59	-38,93	20,4	8,8		Klei, siltig / Silt	322,58	255,87	1972	
60	-38,97	19,4	5,0		Klei, (zwak) siltig	324,17	257,46	1977	
61	-39,11	19,2	4,7		Klei, siltig / Silt	325,00	258,29	1988	

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{\tan\delta}$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s,cal,max;i}$ [kN/m]	$F_{nk,rep}$ [kN/m]
62	-39,33	18,7	3,3		Klei, (zwak) siltig	326,60	259,89	2005	
63	-39,37	19,5	8,1		Klei, siltig / Silt	327,75	261,04	2013	
64	-39,47	17,7	8,8		Klei, (zwak) siltig	328,33	261,62	2031	
65	-39,57	14,1	9,3		Klei / Veen	328,92	262,20	2032	
66	-39,59	14,3	10,8		Klei, (zwak) siltig	329,16	262,45	2035	
67	-39,86	14,3	9,6		Klei / Veen	329,78	263,07	2037	
68	-39,91	14,6	7,6		Klei, (zwak) siltig	330,47	263,76	2044	
69	-39,95	14,7	6,2		Klei / Veen	330,68	263,97	2045	
70	-43,88	17,8	3,3		Klei, (zwak) siltig	346,06	279,35	2337	
71	-44,14	19,9	6,9		Klei, siltig / Silt	362,62	295,91	2372	
72	-44,27	20,2	13,5		Zand, siltig tot Silt	364,57	297,86	2386	
73	-44,43	19,7	7,0		Klei, siltig / Silt	366,01	299,30	2405	
74	-44,46	19,7	8,2		Zand, siltig tot Silt	366,93	300,22	2407	
75	-44,90	19,8	7,1		Klei, siltig / Silt	369,22	302,51	2460	
76	-45,01	19,5	4,9		Klei, (zwak) siltig	371,89	305,18	2472	
77	-45,15	19,6	6,1		Klei, siltig / Silt	373,08	306,37	2488	
78	-45,27	20,1	11,1		Zand, siltig tot Silt	374,36	307,65	2500	
79	-45,33	19,9	8,8		Klei, siltig / Silt	375,26	308,55	2508	
80	-46,01	18,6	3,3		Klei, (zwak) siltig	378,49	311,78	2559	
81	-46,02	19,3	5,1		Klei, siltig / Silt	381,47	314,76	2560	
82	-46,07	20,3	13,1		Zand, siltig tot Silt	381,77	315,06	2565	
83	-46,22	20,9	31,1		Zand, (zwak) siltig	382,85	316,14	2581	

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{otan}\delta$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i;gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i;ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s;cal;max;i}$ [kN/m]	$F_{nk;rep}$ [kN/m]
84	-46,26	21,0	23,6		Zand, siltig tot Silt	383,89	317,18	2586	
85	-46,39	19,9	9,8		Klei, siltig / Silt	384,75	318,04	2606	
86	-46,46	18,6	5,6		Zand, siltig tot Silt	385,70	318,99	2610	
87	-46,62	18,5	4,9		Klei, siltig / Silt	386,68	319,97	2617	
88	-46,78	18,4	5,3		Zand, siltig tot Silt	388,02	321,31	2624	
89	-46,87	18,1	4,4		Klei, siltig / Silt	389,06	322,35	2627	
90	-46,91	18,2	4,7		Zand, siltig tot Silt	389,58	322,87	2629	
91	-47,36	18,3	4,3		Klei, siltig / Silt	391,61	324,90	2647	
92	-47,40	18,2	4,7		Zand, siltig tot Silt	393,63	326,92	2648	
93	-47,46	18,1	4,2		Klei, siltig / Silt	394,04	327,33	2651	
94	-47,89	18,1	3,3		Klei, (zwak) siltig	396,02	329,31	2683	
95	-47,97	18,3	3,9		Klei, siltig / Silt	398,10	331,39	2686	
96	-50,13	18,3	3,1		Klei, (zwak) siltig	407,41	340,70	2788	
97	-50,19	18,0	3,8		Klei, siltig / Silt	416,64	349,93	2789	
98	-50,32	18,0	3,4		Klei, (zwak) siltig	417,40	350,69	2793	
99	-50,39	18,1	4,1		Klei, siltig / Silt	418,20	351,49	2795	
100	-50,67	18,4	3,8		Klei, (zwak) siltig	419,66	352,95	2804	
101	-50,71	18,9	4,7		Klei, siltig / Silt	421,02	354,31	2806	
102	-51,21	18,1	3,5		Klei, (zwak) siltig	423,23	356,52	2821	
103	-51,23	19,6	5,9		Klei, siltig / Silt	425,35	358,64	2822	
104	-51,37	20,1	11,1		Zand, siltig tot Silt	426,15	359,44	2834	

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{\tan\delta}$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s,cal,max;i}$ [kN/m]	$F_{nk,rep}$ [kN/m]
105	-51,41	19,5	7,3		Klei, siltig / Silt	427,05	360,34	2837	
106	-51,93	18,3	3,6		Klei, (zwak) siltig	429,40	362,69	2852	
107	-52,20	19,9	7,5		Klei, siltig / Silt	432,90	366,19	2869	
108	-52,31	19,2	5,0		Klei, (zwak) siltig	434,73	368,02	2873	
109	-52,33	19,7	6,2		Klei, siltig / Silt	435,34	368,62	2875	
110	-52,43	20,2	11,0		Zand, siltig tot Silt	435,94	369,23	2884	
111	-52,55	19,8	8,2		Klei, siltig / Silt	437,04	370,33	2892	
112	-53,52	18,7	3,9		Klei, (zwak) siltig	441,83	375,12	2923	
113	-53,53	19,2	5,1		Klei, siltig / Silt	446,08	379,37	2924	
114	-53,57	20,0	11,5		Zand, siltig tot Silt	446,33	379,62	2928	
115	-54,03	20,2	25,9		Zand, (zwak) siltig	448,87	382,16	2990	
116	-54,26	20,6	20,1		Zand, siltig tot Silt	452,43	385,72	3021	
117	-55,00	19,9	23,0		Zand, (zwak) siltig	457,32	390,61	3121	
118	-55,12	20,1	18,9		Zand, siltig tot Silt	461,60	394,89	3137	
119	-55,20	19,8	20,2		Zand, (zwak) siltig	462,59	395,88	3148	
120	-55,28	20,1	17,4		Zand, siltig tot Silt	463,39	396,68	3159	
121	-55,33	20,3	11,2		Klei, siltig / Silt	464,05	397,34	3163	
122	-55,96	18,8	4,1		Klei, (zwak) siltig	467,09	400,38	3185	
123	-55,98	19,7	6,0		Klei, siltig / Silt	469,97	403,26	3186	
124	-56,00	19,8	8,3		Zand, siltig tot Silt	470,17	403,46	3187	
125	-56,10	19,5	7,3		Klei, siltig / Silt	470,74	404,03	3194	

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{\alpha} \tan \delta$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s,cal,max,i}$ [kN/m]	$F_{nk,rep}$ [kN/m]
126	-56,29	18,6	4,0		Klei, (zwak) siltig	472,03	405,32	3200	
127	-56,30	18,6	4,6		Klei, siltig / Silt	472,89	406,18	3200	
128	-56,38	19,2	11,4		Zand, siltig tot Silt	473,30	406,59	3208	
129	-56,90	19,7	21,4		Zand, (zwak) siltig	476,19	409,48	3278	
130	-57,29	19,8	19,5		Zand, siltig tot Silt	480,61	413,90	3331	
131	-57,39	19,7	20,1		Zand, (zwak) siltig	483,01	416,30	3345	
132	-57,43	19,7	20,1		Zand, siltig tot Silt	483,68	416,97	3350	
133	-57,77	19,7	20,8		Zand, (zwak) siltig	485,53	418,82	3396	
134	-57,95	19,8	20,4		Zand, siltig tot Silt	488,06	421,35	3420	
135	-58,11	19,8	20,9		Zand, (zwak) siltig	489,73	423,02	3442	
136	-58,18	19,8	20,9		Zand, siltig tot Silt	490,86	424,15	3451	
137	-58,25	19,7	20,8		Zand, (zwak) siltig	491,54	424,83	3461	
138	-58,35	19,8	20,5		Zand, siltig tot Silt	492,37	425,66	3474	
139	-58,89	19,8	22,1		Zand, (zwak) siltig	495,52	428,81	3547	
140	-59,10	20,3	19,5		Zand, siltig tot Silt	499,26	432,55	3575	
141	-59,13	20,2	11,2		Klei, siltig / Silt	500,49	433,78	3577	
142	-59,27	19,4	5,4		Klei, (zwak) siltig	501,30	434,59	3584	
143	-59,31	20,1	8,1		Klei, siltig / Silt	502,17	435,46	3586	
144	-59,54	20,7	17,0		Zand, siltig tot Silt	503,59	436,88	3616	
145	-59,67	21,1	16,0		Klei, siltig / Silt	505,54	438,83	3633	
146	-60,03	20,3	19,9		Zand, siltig tot Silt	508,12	441,41	3682	

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{otan}\delta$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s,cal,max;i}$ [kN/m]	$F_{nk,rep}$ [kN/m]
147	-60,24	19,9	23,2		Zand, (zwak) siltig	511,01	444,30	3710	
148	-60,79	19,5	17,6		Zand, siltig tot Silt	514,64	447,93	3785	
149	-60,99	19,7	21,7		Zand, (zwak) siltig	518,21	451,50	3812	
150	-61,25	19,5	18,5		Zand, siltig tot Silt	520,41	453,70	3847	
151	-61,30	19,7	20,9		Zand, (zwak) siltig	521,88	455,17	3853	
152	-62,20	19,6	19,2		Zand, siltig tot Silt	526,44	459,73	3975	
153	-62,50	19,9	24,3		Zand, (zwak) siltig	532,25	465,54	4015	
154	-62,61	20,0	22,0		Zand, siltig tot Silt	534,29	467,58	4030	
155	-62,65	19,8	21,9		Zand, (zwak) siltig	535,04	468,33	4036	
156	-62,86	20,0	19,0		Zand, siltig tot Silt	536,28	469,57	4064	
157	-62,92	20,0	10,1		Klei, siltig / Silt	537,63	470,92	4068	
158	-63,29	18,7	4,4		Klei, (zwak) siltig	539,53	472,82	4082	
159	-63,37	20,4	10,6		Klei, siltig / Silt	541,56	474,85	4089	
160	-63,49	20,6	18,8		Zand, siltig tot Silt	542,61	475,90	4102	
161	-63,57	20,1	24,2		Zand, (zwak) siltig	543,65	476,94	4111	
162	-63,64	20,1	23,5		Zand, siltig tot Silt	544,41	477,70	4118	
163	-63,80	19,8	24,8		Zand, (zwak) siltig	545,55	478,84	4136	
164	-64,16	19,8	19,2		Zand, siltig tot Silt	548,09	481,38	4174	
165	-64,20	20,7	14,0		Klei, siltig / Silt	550,07	483,36	4178	
166	-64,37	19,5	5,9		Klei, (zwak) siltig	551,09	484,38	4187	
167	-64,39	20,0	8,2		Klei, siltig / Silt	552,00	485,29	4188	

Berekening paaldrukweerstand Sond. G-03

Conform NEN 9997-1 (α_p -factoren per 1-1-2017)

Tubex-groutinjectiepaal

Opdracht:	2000582	Printdatum: 28-7-2022
Project:	RISE te Rotterdam	Versie 6.2.0.0
Maaiveld hoogte:	NAP - 0,20 m	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaldrukweerstand
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 66,71 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	
Percentages schachtwrijving:	0,0 % vanaf NAP -16,81 m; 100,0 % vanaf NAP -23,00 m; 100,0 % vanaf NAP -38,80 m; 100,0 % vanaf NAP -49,00 m;	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen		F _{pos}	F _{neg}
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	$K_{o\tan\delta}$	grondsoort	$\sigma_{v,z,i;gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z,i;ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{s;cal;max;i}$ [kN/m]	$F_{nk;rep}$ [kN/m]
168	-64,54	20,7	17,6		Zand, siltig tot Silt	552,90	486,19	4204	
169	-64,65	20,8	14,3		Klei, siltig / Silt	554,30	487,59	4215	
170	-64,86	20,3	7,1		Klei, (zwak) siltig	555,97	489,26	4228	
171	-64,86	19,3	6,0		Klei, siltig / Silt	557,04	490,33	3087	
172	-64,90	20,0	14,3		Zand, siltig tot Silt	557,24	490,53	3089	
173	-65,00	20,1	26,0		Zand, (zwak) siltig	557,95	491,24	4246	

Parameters	
α_s (in zand)	0,009
α_p	0,63
ξ_3	1,17
γ_t	1,20
$\gamma_{f,nk}$	1,00
OCR	1,0

$F_{nk,rep}$	32 kN/m
$q_{s;cal;max}$	4246 kN/m

Rekenwaarde drukweerstand op een diepte van NAP - 65,00 m									
Buisdiam. [mm]	Puntdiam. [mm]	A_{punt} [mm ²]	O_s [mm]	β	$q_{b;max}$ [MPa]	$R_{b;cal;max}$ [kN]	$R_{s;cal;max}$ [kN]	$F_{nk;rep}$ [kN]	$R_{C;net;d}$ [kN]
762	950	708822	2985	1,00	7,56	5360	12440	77	12601

Rekenvoorbeeld :

$$\begin{aligned}
 q_{c;ll;gem} &= 21,62 \text{ MPa} & q_{c;ll;gem} &= 18,26 \text{ MPa} & q_{c;ll;gem} &= 4,06 \text{ MPa} & q_{b;max} &= 7,56 \text{ MPa} \\
 R_{C;cal;max} &= A_{punt} q_{b;max} + O_s q_{s;cal;max} & & & & & & = 5360 + 12440 = 17800 \text{ kN} \\
 R_{C;d;net} &= R_{C;cal;max} / (\xi_3 \cdot \gamma_t) - F_{nk;rep} \gamma_{f,nk} & & & & & & = 12678 - 77 = 12601 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Berekening weerstand trekpalen

Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering: 2

Maaiveld hoogte: NAP + 0,25 m

Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld
paaltrekweerstand

Grondwaterstand: NAP - 1,50 m

Putbodern: NAP - 10,00 m

Afmetingen ontgraving: Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m².

Terreinbelasting: 0 kN/m²

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
1	-0,77	17,5		Onbekend	n	9	0		0	0
2	-0,83	16,8		Zand, tot Zand, grindig	n	18	0		0	0
3	-0,91	16,6		Zand, (zwak) siltig	n	20	0		0	0
4	-1,05	17,7		Zand vast - Zand, kleiig	n	21	0		0	0
5	-1,09	16,5		Klei, siltig / Silt	n	23	0		0	0
6	-1,11	16,4		Zand, siltig tot Silt	n	23	0		0	0
7	-1,31	17,0		Zand, (zwak) siltig	n	25	0		0	0
8	-1,35	16,5		Zand, siltig tot Silt	n	27	0		0	0
9	-1,43	16,0		Klei, siltig / Silt	n	28	0		0	0
10	-1,50	15,2		Zand, siltig tot Silt	n	30	0		0	0
11	-1,61	15,2		Zand, siltig tot Silt	n	30	0		0	0
12	-1,67	15,4		Klei, siltig / Silt	n	31	0		0	0
13	-1,73	14,6		Zand, siltig tot Silt	n	31	0		0	0
14	-1,81	15,1		Klei, siltig / Silt	n	31	0		0	0
15	-1,91	17,6		Zand, (zwak) siltig	n	32	0		0	0
16	-1,99	16,3		Klei, siltig / Silt	n	33	0		0	0





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering: 2

Maaiveld hoogte: NAP + 0,25 m

Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld
paaltrekweerstand

Grondwaterstand: NAP - 1,50 m

Putbodem: NAP - 10,00 m

Afmetingen ontgraving: Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 70,56 kN/m².

Terreinbelasting: 0 kN/m²

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
17	-2,05	14,9		Zand, siltig tot Silt	n	33	0		0	0
18	-2,17	15,6		Klei, siltig / Silt	n	34	0		0	0
19	-2,33	14,8		Klei, (zwak) siltig	n	34	0		0	0
20	-2,37	16,3		Klei, siltig / Silt	n	35	0		0	0
21	-2,51	16,2		Zand, siltig tot Silt	n	35	0		0	0
22	-2,57	15,3		Klei, siltig / Silt	n	36	0		0	0
23	-2,73	14,7		Klei, (zwak) siltig	n	36	0		0	0
24	-2,87	16,4		Klei, siltig / Silt	n	37	0		0	0
25	-3,01	17,5		Zand, siltig tot Silt	n	38	0		0	0
26	-3,03	16,1		Klei, siltig / Silt	n	39	0		0	0
27	-3,19	14,6		Klei, (zwak) siltig	n	39	0		0	0
28	-3,33	13,4		Klei / Veen	n	40	0		0	0
29	-3,47	14,6		Klei, (zwak) siltig	n	40	0		0	0
30	-3,77	16,0		Klei, siltig / Silt	n	42	0		0	0
31	-3,83	15,5		Klei, (zwak) siltig	n	43	0		0	0
32	-3,89	15,7		Klei, siltig / Silt	n	43	0		0	0





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering: 2

Maaiveld hoogte: NAP + 0,25 m

Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld
paaltrekweerstand

Grondwaterstand: NAP - 1,50 m

Putbodern: NAP - 10,00 m

Afmetingen ontgraving: Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m².

Terreinbelasting: 0 kN/m²

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v,z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c,\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c,Gmax1;d}$ [kN]
33	-3,95	15,5		Klei, (zwak) siltig	n	43	0		0	0
34	-4,29	15,8		Klei, siltig / Silt	n	45	0		0	0
35	-4,33	16,1		Zand, siltig tot Silt	n	46	0		0	0
36	-4,55	15,8		Klei, siltig / Silt	n	46	0		0	0
37	-4,65	15,3		Zand, siltig tot Silt	n	47	0		0	0
38	-4,69	14,9		Klei, siltig / Silt	n	48	0		0	0
39	-5,09	15,2		Klei, (zwak) siltig	n	49	0		0	0
40	-5,19	15,9		Klei, siltig / Silt	n	50	0		0	0
41	-5,27	15,6		Klei, (zwak) siltig	n	51	0		0	0
42	-5,45	13,6		Klei / Veen	n	51	0		0	0
43	-5,49	12,4		Veen, organisch materiaal	n	52	0		0	0
44	-5,65	12,7		Klei / Veen	n	52	0		0	0
45	-6,29	12,0		Veen, organisch materiaal	n	53	0		0	0
46	-6,69	12,9		Klei / Veen	n	54	0		0	0
47	-6,71	12,4		Veen, organisch materiaal	n	54	0		0	0
48	-6,73	12,5		Klei / Veen	n	55	0		0	0
49	-6,81	11,9		Veen, organisch materiaal	n	55	0		0	0





Berekening weerstand trekpalen

Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering: 2

Maaiveld hoogte: NAP + 0,25 m

Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld
paaltrekweerstand

Grondwaterstand: NAP - 1,50 m

Putbodern: NAP - 10,00 m

Afmetingen ontgraving: Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 70,56 kN/m².

Terreinbelasting: 0 kN/m²

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v,z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v,z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
50	-7,65	13,3		Klei / Veen	n	56	0		0	0
51	-7,71	15,1		Klei, (zwak) siltig	n	58	0		0	0
52	-7,77	14,9		Klei / Veen	n	58	0		0	0
53	-7,83	15,0		Klei, (zwak) siltig	n	58	0		0	0
54	-7,87	15,0		Klei / Veen	n	58	0		0	0
55	-8,05	15,7		Klei, (zwak) siltig	n	59	0		0	0
56	-8,47	16,2		Klei, siltig / Silt	n	61	0		0	0
57	-8,53	16,3		Klei, (zwak) siltig	n	62	0		0	0
58	-8,75	15,6		Klei, siltig / Silt	n	63	0		0	0
59	-8,79	15,1		Zand, siltig tot Silt	n	64	0		0	0
60	-8,87	15,4		Klei, siltig / Silt	n	64	0		0	0
61	-9,13	15,6		Zand, siltig tot Silt	n	65	0		0	0
62	-9,19	15,4		Klei, siltig / Silt	n	66	0		0	0
63	-9,27	15,6		Zand, siltig tot Silt	n	66	0		0	0
64	-9,35	15,5		Klei, siltig / Silt	n	67	0		0	0
65	-9,47	15,3		Zand, siltig tot Silt	n	67	0		0	0
66	-9,55	15,3		Klei, siltig / Silt	n	68	0		0	0
67	-9,69	14,9		Zand, siltig tot Silt	n	69	0		0	0





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodern:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
68	-9,73	15,2		Klei, siltig / Silt	n	69	0		0	0
69	-9,79	15,0		Zand, siltig tot Silt	n	69	0		0	0
70	-10,00	15,7		Klei, siltig / Silt	n	70	0		0	0
71	-10,27	15,7	0,7	Klei, siltig / Silt	n	71	1	0,1	177	17
72	-10,41	16,3	1,1	Zand, siltig tot Silt	n	73	2	0,2	176	17
73	-10,49	16,1	1,0	Klei, siltig / Silt	n	73	3	0,2	175	17
74	-10,57	15,9	0,9	Zand, siltig tot Silt	n	74	3	0,2	174	17
75	-10,75	16,0	0,8	Klei, siltig / Silt	n	74	4	0,2	173	17
76	-10,89	16,7	1,3	Zand, siltig tot Silt	n	75	5	0,3	172	18
77	-11,01	16,3	0,9	Klei, siltig / Silt	n	76	6	0,2	171	19
78	-11,13	15,8	0,9	Zand, siltig tot Silt	n	77	6	0,3	169	19
79	-11,31	15,7	0,8	Klei, siltig / Silt	n	78	7	0,2	168	21
80	-11,41	15,8	1,0	Zand, siltig tot Silt	n	79	8	0,3	167	22
81	-11,43	16,1	1,0	Klei, siltig / Silt	n	79	9	0,3	167	22
82	-11,47	15,8	0,8	Klei, (zwak) siltig	n	79	9	0,3	167	23
83	-11,63	15,8	0,8	Klei, siltig / Silt	n	80	9	0,3	165	25
84	-11,67	16,5	1,0	Zand, siltig tot Silt	n	80	10	0,4	165	26
85	-11,77	16,0	0,8	Klei, siltig / Silt	n	81	10	0,3	164	27





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodern:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
86	-11,83	16,4	1,2	Zand, siltig tot Silt	n	81	11	0,4	164	29
87	-11,93	16,1	0,9	Klei, siltig / Silt	n	82	11	0,3	163	31
88	-12,09	16,4	1,2	Zand, siltig tot Silt	n	83	12	0,5	161	34
89	-12,17	16,3	1,2	Klei, siltig / Silt	n	83	13	0,5	161	36
90	-12,31	16,7	1,4	Zand, siltig tot Silt	n	84	14	0,6	160	40
91	-12,43	17,1	1,5	Klei, siltig / Silt	n	85	14	0,6	159	44
92	-12,49	16,9	1,5	Zand, siltig tot Silt	n	86	15	0,6	158	46
93	-12,61	16,3	1,0	Klei, siltig / Silt	n	86	16	0,4	157	50
94	-12,65	17,5	1,6	Zand, siltig tot Silt	n	87	16	0,7	157	51
95	-12,73	16,8	1,3	Klei, siltig / Silt	n	87	17	0,6	156	54
96	-14,65	16,9	2,2	Zand, siltig tot Silt	n	94	24	1,1	140	159
97	-14,77	17,8	1,7	Klei, siltig / Silt	n	101	31	0,9	139	168
98	-15,23	17,3	2,2	Zand, siltig tot Silt	n	103	33	1,3	135	207
99	-15,39	17,8	4,7	Zand, (zwak) siltig	n	106	35	2,7	134	221
100	-15,45	17,2	3,9	Zand, siltig tot Silt	n	106	36	2,2	133	227
101	-15,51	17,0	3,8	Zand, (zwak) siltig	n	107	36	2,2	133	232
102	-15,63	17,1	3,6	Zand, siltig tot Silt	n	107	37	2,1	132	244





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering: 2

Maaiveld hoogte: NAP + 0,25 m

Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld
paaltrekweerstand

Grondwaterstand: NAP - 1,50 m

Putbodern: NAP - 10,00 m

Afmetingen ontgraving: Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 70,56 kN/m².

Terreinbelasting: 0 kN/m²

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
103	-15,77	17,7	4,7	Zand, (zwak) siltig	n	108	38	2,8	131	258
104	-15,83	18,3	4,5	Zand, siltig tot Silt	n	109	39	2,7	130	264
105	-15,91	17,5	2,2	Klei, siltig / Silt	n	110	39	1,3	129	273
106	-15,97	17,1	1,3	Klei, (zwak) siltig	n	110	40	0,8	129	279
107	-16,09	16,1	1,1	Klei, siltig / Silt	n	111	40	0,7	128	292
108	-16,15	15,3	1,3	Zand, siltig tot Silt	n	111	41	0,8	127	299
109	-20,83	18,9	10,5	Zand, (zwak) siltig	n	132	62	7,1	88	1212
110	-21,49	17,4	4,2	Zand, siltig tot Silt	n	156	85	3,1	83	1413
111	-28,75	20,1	22,1	Zand, (zwak) siltig	n	195	124	17,7	899	5352
112	-28,79	20,6	16,9	Zand, siltig tot Silt	j	232	161	14,1	903	5385
113	-29,21	19,6	6,5	Klei, siltig / Silt	j	234	163	5,4	924	5733
114	-29,27	18,9	6,3	Zand, siltig tot Silt	j	236	166	5,3	927	5784
115	-29,61	20,0	17,4	Zand, (zwak) siltig	j	238	168	14,6	962	6078
116	-29,93	19,7	12,3	Zand, siltig tot Silt	j	241	171	10,3	990	6365
117	-31,53	20,2	18,0	Zand, (zwak) siltig	j	251	180	15,3	1176	7943





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodern:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
118	-31,59	20,3	17,2	Zand, siltig tot Silt	j	259	189	14,7	1182	8006
119	-31,67	20,3	17,2	Zand, (zwak) siltig	j	260	190	14,7	1192	8092
120	-31,79	20,5	16,9	Zand, siltig tot Silt	j	261	191	14,4	1205	8222
121	-35,00	20,8	28,3	Zand, (zwak) siltig	j	279	209	24,5	1586	12269
122	-35,10	20,8	17,9	Zand, siltig tot Silt	j	297	226	15,6	1597	12414
123	-35,22	20,1	10,0	Klei, siltig / Silt	j	298	228	8,7	1605	12590
124	-35,30	18,9	4,3	Klei, (zwak) siltig	j	299	228	3,8	1607	12707
125	-35,40	18,7	3,7	Klei, siltig / Silt	j	300	229	3,3	1610	12856
126	-35,50	19,1	3,9	Klei, (zwak) siltig	j	301	230	3,4	1614	13006
127	-35,56	19,3	4,3	Klei, siltig / Silt	j	301	231	3,8	1616	13096
128	-35,96	18,6	3,4	Klei, (zwak) siltig	j	303	233	3,0	1628	13709
129	-36,44	19,4	6,7	Klei, siltig / Silt	j	307	237	5,9	1654	14471
130	-36,72	21,0	18,2	Zand, siltig tot Silt	j	311	241	16,0	1687	14928
131	-36,76	21,3	18,2	Klei, siltig / Silt	j	313	242	16,0	1692	14994
132	-37,00	21,3	19,3	Zand, siltig tot Silt	j	315	244	17,0	1721	15395
133	-37,06	21,6	20,0	Klei, siltig / Silt	j	316	246	17,6	1728	15496





Berekening weerstand trekpalen

Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering: 2

Maaiveld hoogte: NAP + 0,25 m

Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld
paaltrekweerstand

Grondwaterstand: NAP - 1,50 m

Putbodern: NAP - 10,00 m

Afmetingen ontgraving: Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 70,56 kN/m².

Terreinbelasting: 0 kN/m²

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
134	-37,32	21,5	23,9	Zand, siltig tot Silt	j	318	248	21,1	1759	15938
135	-37,71	21,6	31,8	Zand, (zwak) siltig	j	322	251	28,1	1806	16616
136	-37,91	21,0	21,1	Zand, siltig tot Silt	j	325	255	18,6	1829	16971
137	-38,03	20,6	13,0	Klei, siltig / Silt	j	327	256	11,5	1839	17187
138	-38,09	19,8	7,5	Klei, (zwak) siltig	j	328	257	6,6	1842	17295
139	-38,13	20,2	7,2	Klei, siltig / Silt	j	328	258	6,4	1845	17368
140	-38,31	20,6	14,6	Zand, siltig tot Silt	j	330	259	13,0	1862	17696
141	-38,57	20,4	10,2	Klei, siltig / Silt	j	332	261	9,1	1881	18178
142	-38,69	19,3	5,2	Klei, (zwak) siltig	j	334	263	4,6	1885	18403
143	-38,75	19,4	5,0	Klei, siltig / Silt	j	335	264	4,5	1888	18516
144	-39,55	16,3	8,6	Klei, (zwak) siltig	j	337	267	7,7	1940	20068
145	-39,59	14,5	7,8	Klei / Veen	j	340	269	7,0	1942	20147
146	-40,92	18,1	3,6	Klei, (zwak) siltig	j	345	275	3,2	1985	22897
147	-41,34	19,2	4,9	Klei, siltig / Silt	j	353	282	4,4	2002	23809
148	-42,22	18,3	3,0	Klei, (zwak) siltig	j	358	288	2,7	2027	25793
149	-42,36	18,4	3,7	Klei, siltig / Silt	j	363	292	3,3	2032	26117





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering: 2

Maaiveld hoogte: NAP + 0,25 m

Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld
paaltrekweerstand

Grondwaterstand: NAP - 1,50 m

Putbodern: NAP - 10,00 m

Afmetingen ontgraving: Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 70,56 kN/m².

Terreinbelasting: 0 kN/m²

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
150	-43,37	17,6	3,7	Klei, (zwak) siltig	j	367	296	3,4	2066	28535
151	-43,45	19,3	4,8	Klei, siltig / Silt	j	371	301	4,3	2070	28732
152	-43,53	20,2	9,8	Zand, siltig tot Silt	j	372	301	8,8	2077	28930
153	-44,51	20,4	10,1	Klei, siltig / Silt	j	377	307	9,1	2153	31420
154	-44,57	19,7	6,4	Klei, (zwak) siltig	j	383	312	5,8	2156	31577
155	-44,61	19,9	6,2	Klei, siltig / Silt	j	383	313	5,6	2158	31682
156	-46,12	18,5	3,7	Klei, (zwak) siltig	j	390	319	3,3	2209	35801
157	-46,16	18,3	3,7	Klei, siltig / Silt	j	397	326	3,4	2211	35914
158	-46,20	18,2	3,5	Klei, (zwak) siltig	j	397	326	3,2	2212	36028
159	-46,32	18,2	3,9	Klei, siltig / Silt	j	398	327	3,5	2216	36370
160	-46,48	17,9	3,2	Klei, (zwak) siltig	j	399	328	2,9	2221	36829
161	-46,50	17,9	3,2	Klei, siltig / Silt	j	399	329	2,9	2222	36887
162	-46,52	17,9	3,4	Klei, (zwak) siltig	j	400	329	3,1	2222	36944
163	-47,10	18,5	4,5	Klei, siltig / Silt	j	402	332	4,1	2246	38642
164	-47,26	18,5	3,9	Klei, (zwak) siltig	j	405	335	3,5	2252	39118





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodern:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
165	-47,30	18,6	4,1	Klei, siltig / Silt	j	406	336	3,7	2253	39238
166	-47,78	18,5	3,5	Klei, (zwak) siltig	j	408	338	3,2	2269	40693
167	-47,92	18,5	4,5	Klei, siltig / Silt	j	411	340	4,1	2275	41124
168	-48,45	18,3	3,3	Klei, (zwak) siltig	j	414	343	3,0	2292	42781
169	-48,47	18,6	3,5	Klei, siltig / Silt	j	416	345	3,2	2293	42845
170	-48,63	19,8	9,4	Zand, siltig tot Silt	j	417	346	8,6	2306	43354
171	-48,69	20,4	11,3	Klei, siltig / Silt	j	418	347	10,3	2312	43546
172	-48,81	20,2	11,3	Zand, siltig tot Silt	j	419	348	10,3	2323	43931
173	-48,85	20,2	10,8	Klei, siltig / Silt	j	420	349	9,9	2326	44060
174	-48,99	20,0	10,3	Zand, siltig tot Silt	j	421	350	9,4	2337	44513
175	-49,13	20,1	8,8	Klei, siltig / Silt	j	422	351	8,0	2347	44969
176	-49,77	17,9	3,2	Klei, (zwak) siltig	j	425	355	2,9	2367	47091
177	-49,81	19,5	4,6	Klei, siltig / Silt	j	428	357	4,2	2369	47226
178	-50,65	20,6	16,8	Zand, siltig tot Silt	j	433	362	15,4	2456	50110
179	-50,85	20,8	13,1	Klei, siltig / Silt	j	438	368	12,0	2475	50813
180	-50,91	20,1	8,0	Klei, (zwak) siltig	j	440	369	7,3	2479	51026





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodern:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
181	-50,97	20,2	8,2	Klei, siltig / Silt	j	440	370	7,5	2483	51238
182	-51,11	18,5	4,6	Klei, (zwak) siltig	j	441	371	4,2	2488	51737
183	-51,56	17,6	3,5	Klei, siltig / Silt	j	443	373	3,2	2503	53361
184	-51,70	17,8	3,3	Klei, (zwak) siltig	j	446	375	3,0	2508	53873
185	-51,72	19,2	4,4	Klei, siltig / Silt	j	446	376	4,0	2509	53946
186	-52,84	20,4	17,4	Zand, siltig tot Silt	j	452	382	16,0	2642	58158
187	-52,90	20,2	11,8	Klei, siltig / Silt	j	458	388	10,9	2646	58389
188	-53,04	18,9	4,8	Klei, (zwak) siltig	j	459	389	4,4	2652	58932
189	-53,18	17,8	3,9	Klei, siltig / Silt	j	460	390	3,6	2657	59477
190	-53,38	19,4	5,2	Klei, (zwak) siltig	j	462	391	4,8	2666	60261
191	-53,68	21,0	13,6	Klei, siltig / Silt	j	465	394	12,5	2699	61450
192	-53,78	20,8	15,0	Zand, siltig tot Silt	j	467	396	13,8	2710	61850
193	-53,86	20,9	14,6	Klei, siltig / Silt	j	468	397	13,4	2719	62171
194	-56,71	20,1	16,0	Zand, siltig tot Silt	j	483	412	14,8	3055	74338
195	-56,75	20,9	14,8	Klei, siltig / Silt	j	497	427	13,7	3059	74519
196	-56,85	20,0	8,1	Klei, (zwak) siltig	j	498	427	7,5	3064	74972





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodern:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
197	-57,05	20,5	10,5	Klei, siltig / Silt	j	499	429	9,7	3082	75886
198	-57,11	20,7	13,7	Zand, siltig tot Silt	j	501	430	12,7	3087	76161
199	-57,15	20,4	12,3	Klei, siltig / Silt	j	501	431	11,4	3091	76345
200	-57,23	20,0	7,7	Klei, (zwak) siltig	j	502	431	7,1	3095	76714
201	-57,33	20,9	12,0	Klei, siltig / Silt	j	503	432	11,1	3105	77177
202	-57,49	20,8	19,2	Zand, siltig tot Silt	j	504	434	17,8	3121	77921
203	-57,63	20,8	13,9	Klei, siltig / Silt	j	506	435	12,9	3134	78576
204	-57,79	19,8	7,0	Klei, (zwak) siltig	j	507	437	6,5	3143	79329
205	-57,93	20,8	11,4	Klei, siltig / Silt	j	509	438	10,6	3155	79992
206	-58,03	20,8	16,8	Zand, siltig tot Silt	j	510	440	15,6	3165	80467
207	-58,13	20,4	10,7	Klei, siltig / Silt	j	511	441	9,9	3173	80945
208	-58,19	20,8	13,5	Zand, siltig tot Silt	j	512	442	12,6	3179	81232
209	-58,23	20,8	15,4	Klei, siltig / Silt	j	513	442	14,3	3183	81424
210	-58,55	20,8	16,9	Zand, siltig tot Silt	j	515	444	15,7	3214	82971
211	-58,59	20,8	16,6	Klei, siltig / Silt	j	517	446	15,4	3218	83166
212	-58,65	20,0	8,6	Klei, (zwak) siltig	j	517	447	8,0	3222	83459
213	-58,87	20,9	12,7	Klei, siltig / Silt	j	519	448	11,8	3242	84537





Berekening weerstand trekpalen

Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodern:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodern = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

Geotechnisch profiel						Terreinspanningen			incl. $G'_{stb;paal;d}$	
laag nr.	ok. laag [NAP +m]	γ [kN/m ³]	$q_{c,gem}$ [MPa]	grondsoort	trek J / N	$\sigma_{v;z;j,gem}$ [kN/m ²]	$\sigma_{v;z;j,ontgr}$ [kN/m ²]	$q_{c;j,corr}$ [MPa]	$\Sigma R_{c;\alpha 1;d}$ [kN]	$\Sigma R_{c;Gmax1;d}$ [kN]
214	-59,29	20,9	26,3	Zand, siltig tot Silt	j	522	452	24,4	3284	86622
215	-59,37	20,8	27,8	Zand, (zwak) siltig	j	525	454	25,9	3291	87023
216	-59,49	21,0	23,8	Zand, siltig tot Silt	j	526	455	22,2	3303	87627
217	-59,63	21,0	14,3	Klei, siltig / Silt	j	527	457	13,3	3317	88335
218	-60,05	20,7	20,5	Zand, siltig tot Silt	j	530	460	19,1	3358	90481
219	-60,43	20,8	12,5	Klei, siltig / Silt	j	535	464	11,7	3393	92453
220	-60,49	21,0	15,4	Zand, siltig tot Silt	j	537	466	14,4	3400	92767
221	-60,57	21,3	18,0	Klei, siltig / Silt	j	538	467	16,8	3409	93187
222	-61,06	20,7	23,6	Zand, siltig tot Silt	j	541	470	22,0	3469	95785
223	-61,12	20,4	25,9	Zand, (zwak) siltig	j	544	473	24,2	3477	96107
224	-61,36	20,6	24,2	Zand, siltig tot Silt	j	545	475	22,6	3505	97400
225	-61,42	20,9	28,3	Zand, (zwak) siltig	j	547	476	26,4	3513	97725
226	-65,00	20,6	23,2	Zand, siltig tot Silt	j	566	496	21,7	3933	122097, 1

Parameters	
α_t (in zand)	0,009
ξ_3	1,17
$\gamma_{s,t}$	1,35
$\gamma_{m,var,qc}$	1,50

Paalgroep
Rechthoekig stramien, hoekpaal.
$X_1 = 2,70$ m.
$Y_1 = 2,70$ m.

Heiverdichting
Geen heiverdichting.





Berekening weerstand trekpalen Tubex-groutinjectiepaal

NEN 9997-1

Opdrachtnummer: 2000582

Printdatum: 28-7-2022

Project: RISE te Rotterdam

Versie 6.2.0.0

Sondering:	2	Omschrijving: Berekeningsvoorbeeld paaltrekweerstand
Maaiveld hoogte:	NAP + 0,25 m	
Grondwaterstand:	NAP - 1,50 m	
Putbodem:	NAP - 10,00 m	
Afmetingen ontgraving:	Oneindige ontgr. tot: NAP - 10,00 m (reductie q_c via de wortel); Ontlasting putbodem = 70,56 kN/m ² .	
Terreinbelasting:	0 kN/m ²	

γ_v	24,00 [kN/m ³]	$X_2 = 2,70$ m.	
$\gamma_{f,g}$	1,10	$Y_2 = 2,70$ m.	

Rekenwaarde trekweerstand op een diepte van NAP - 65,00 m								
Buisdiam. [mm]	Puntdiam. [mm]	O_s [mm]	β	$q_{s;cal;max}$ [kN/m]	$R_{t;wrijving;d}$ [kN]	$R_{t;kluit;d}$ [kN]	$G'_{stb;paal;d}$ [kN]	$R_{c;d;trek}$ [kN]
762	950	2985	1,00	2788	3512	121675	422	3933

Rekenvoorbeeld:

$$R_{c;d;trek} = \min(R_{t;wrijving;d}, R_{t;kluit;d}) + G'_{stb;paal;d} = \min(3512 ; 121675,2) + 421,9 = 3933 \text{ kN}$$



Bijlage C

Last-zakkingsgedrag

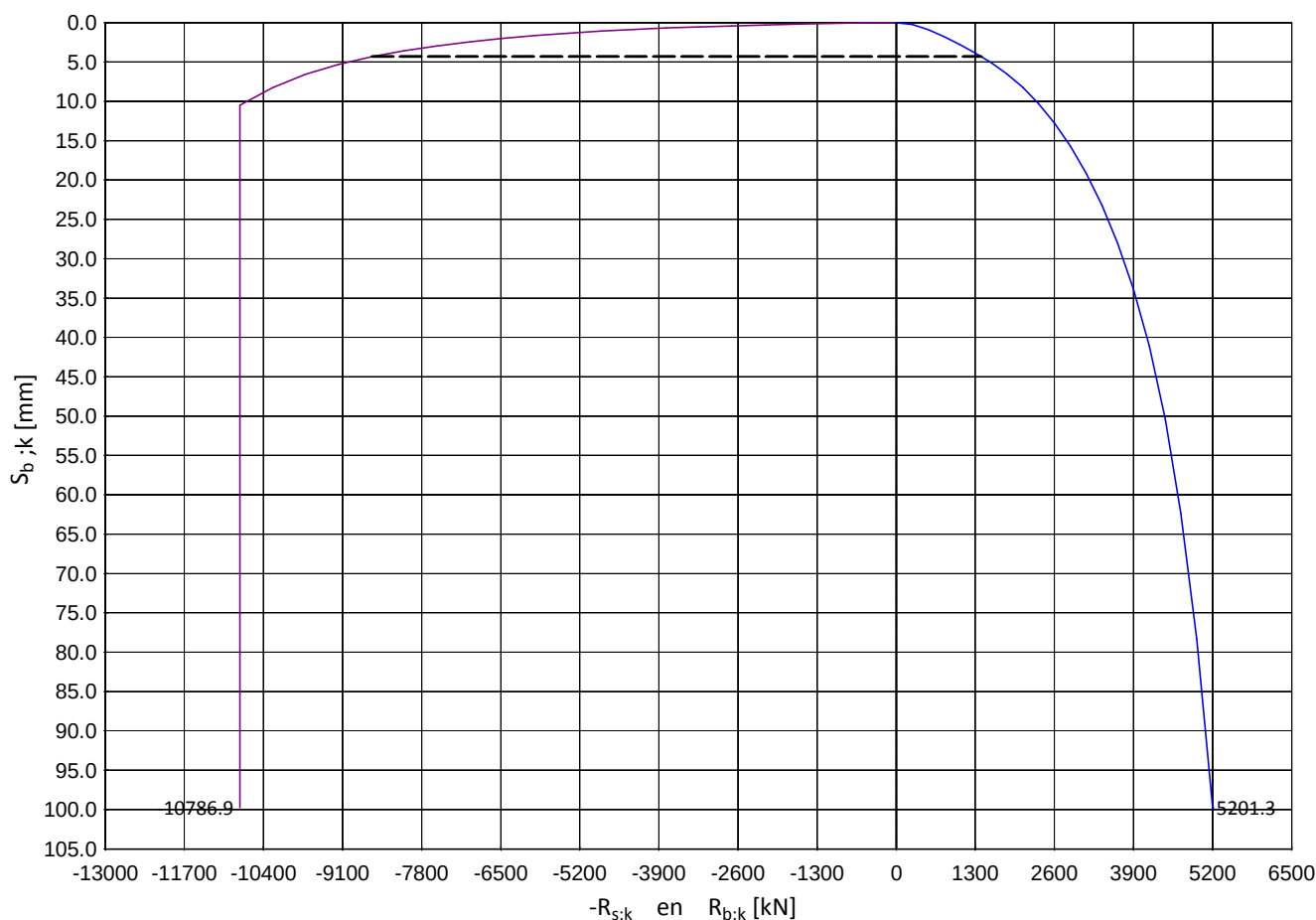
Sondering G-01

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4304,7 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	8,59 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12620,7 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	6085,5 [kN]
ξ_3	=	1,17 [-]	$\gamma_{f;nk}$	=	1,0 [-]
L_{paal}	=	55,00 [m]	$L_{neg.kleef}$	=	7,18 [m]
$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]			
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	44,3 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	13217,5 [kN]

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND (2)		$\gamma_t = 1.00$	
$R_{b;max;k}$	= 5201,3 [kN]	$R_{b;k}$	= 1402,3 [kN]
$R_{s;max;k}$	= 10786,9 [kN]	$R_{s;k}$	= 8619,6 [kN]
$R_{c;k}$	= 15988,3 [kN]	$R_{c;totaal;k}$	= 10021,9 [kN]
$R_{c;net;k}$	= 15882,2 [kN]		
$F_{c;k}^{1)}$	= 9913,1 [kN]	$S_{b;k}$	= 4,3 [mm]
$F_{nk;k}$	= 106,0 [kN]	$S_{el;k}$	= 24,0 [mm]
$F_{c;totaal;k}$	= 10019,2 [kN]	$S_{1;k}$	= 28,3 [mm]

¹⁾ $F_{c;k} = 0.75 * R_{c;net;d} = 0.75 * 13217,5 \text{ kN} = 9913,1 \text{ kN}$

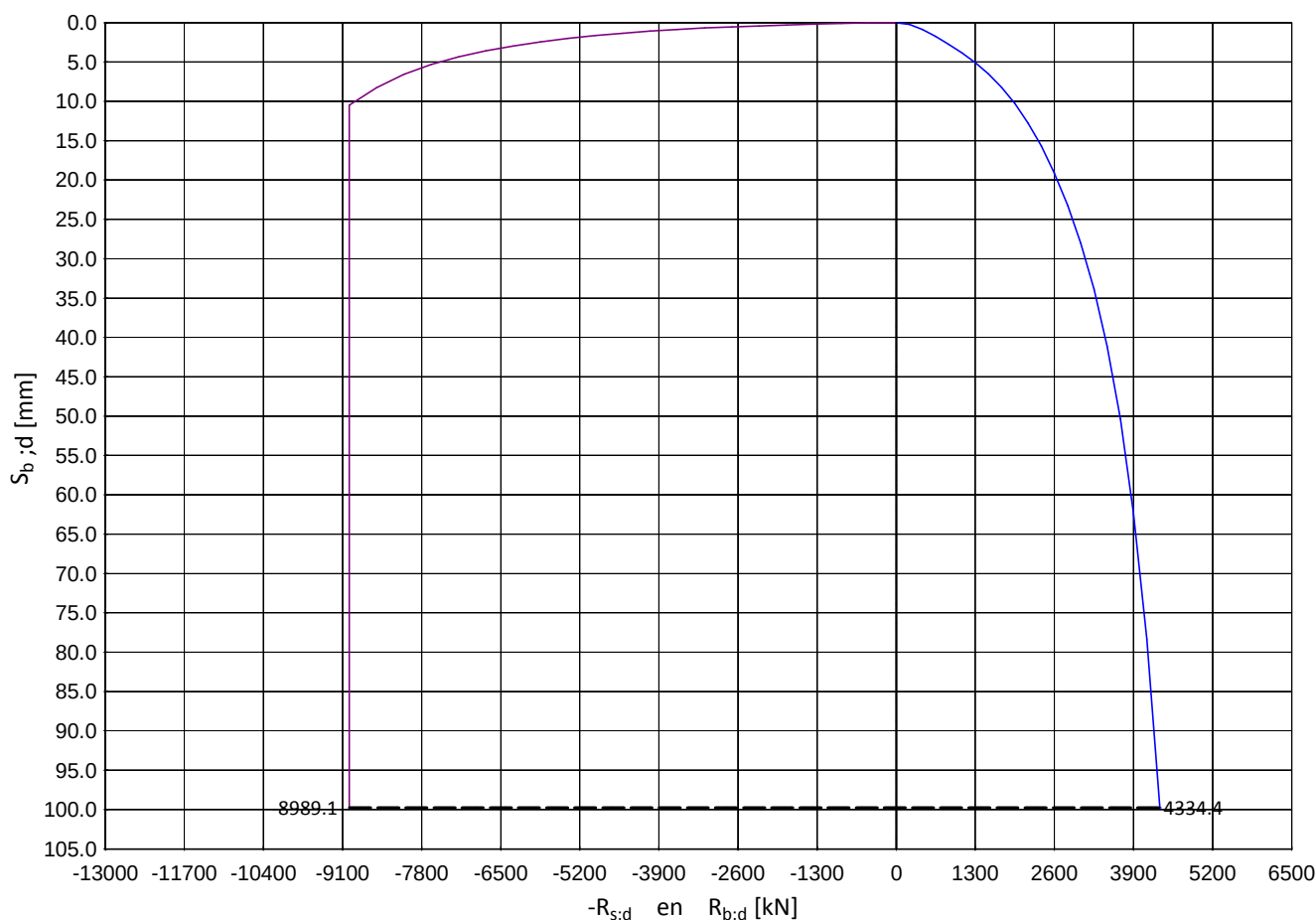
Verticale veerstijfheid $K_{1;k} = 353,8 \text{ MN/m}$.



Sondering G-01

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4304,7 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	8,59 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12620,7 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	6085,5 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	7,18 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	44,3 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	13217,5 [kN]

UITERSTE GRENSTOESTAND (1B)		$\gamma_t = 1,20$	
$R_{b;max;d}$	= 4334,4 [kN]	$R_{b;d}$	= 4334,4 [kN]
$R_{s;max;d}$	= 8989,1 [kN]	$R_{s;d}$	= 8989,1 [kN]
$R_{c;d}$	= 13323,5 [kN]	$R_{c;totaal;d}$	= 13323,5 [kN]
$R_{c;net;d}$	= 13217,5 [kN]	$F_{c;d}$	= 13217,5 [kN]
		$F_{nk;d}$	= 106,0 [kN]
		$F_{c;totaal;d}$	= 13323,5 [kN]
		$S_{b;d}$	= 99,8 [mm]
		$S_{el;d}$	= 34,9 [mm]
		$S_{1;d}$	= 134,7 [mm]



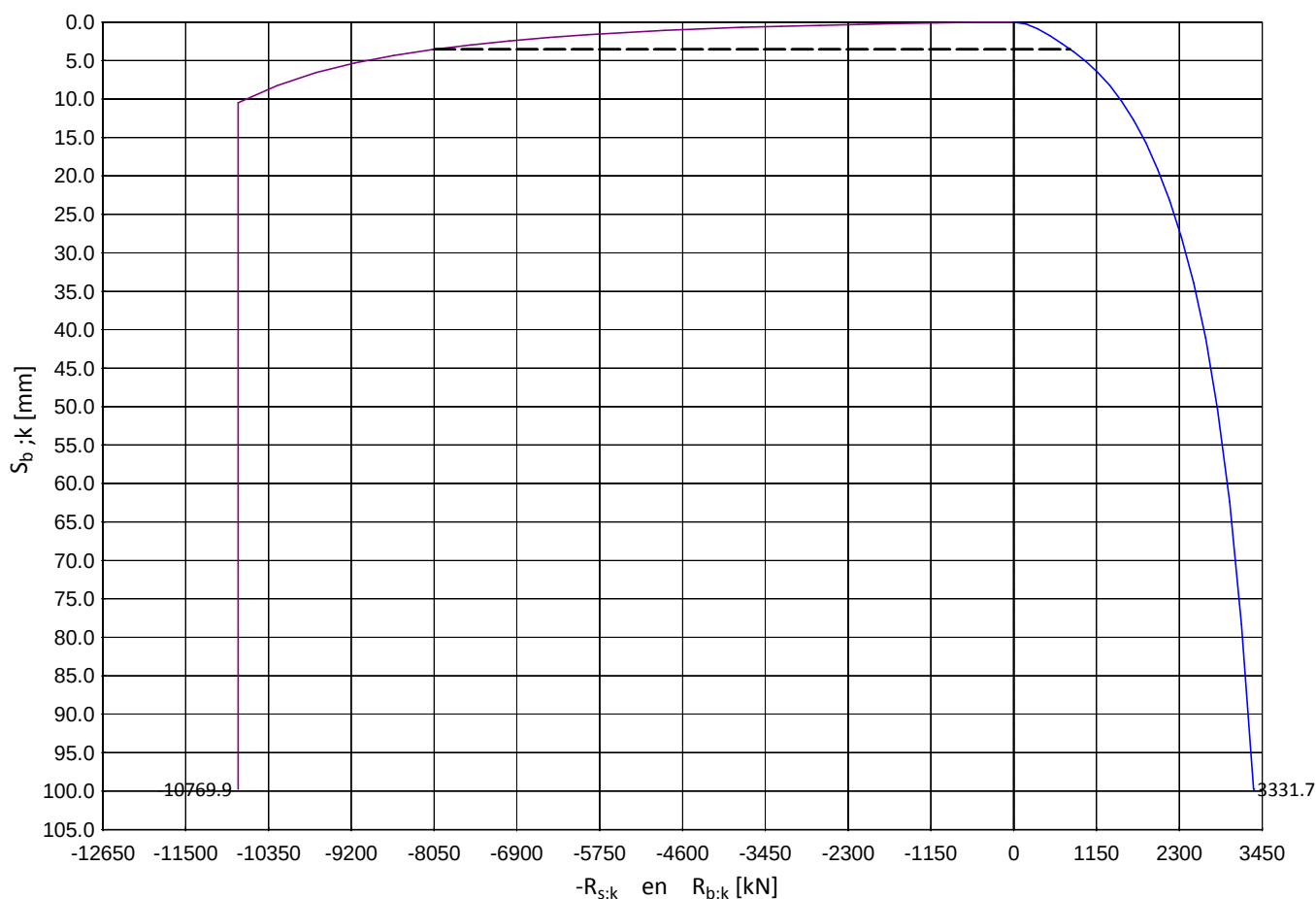
Sondering G-02

Tubex-groutinjectionepaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4304,3 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	5,50 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12600,8 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	3898,1 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	6,69 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	32,6 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	11673,3 [kN]

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND (2)		$\gamma_t = 1.00$	
$R_{b;max;k}$	= 3331,7 [kN]	$F_{c;k}^{1)}$	= 8755,0 [kN]
$R_{s;max;k}$	= 10769,9 [kN]	$F_{nk;k}$	= 78,0 [kN]
$R_{c;k}$	= 14101,7 [kN]	$F_{c;totaal;k}$	= 8833,0 [kN]
$R_{c;net;k}$	= 14023,6 [kN]		
$R_{b;k}$	= 786,3 [kN]	$S_{b;k}$	= 3,5 [mm]
$R_{s;k}$	= 8049,3 [kN]	$S_{el;k}$	= 20,6 [mm]
$R_{c;totaal;k}$	= 8835,6 [kN]	$S_{1;k}$	= 24,2 [mm]

¹⁾ $F_{c;k} = 0.75 * R_{c;net;d} = 0.75 * 11673,3 \text{ kN} = 8755,0 \text{ kN}$

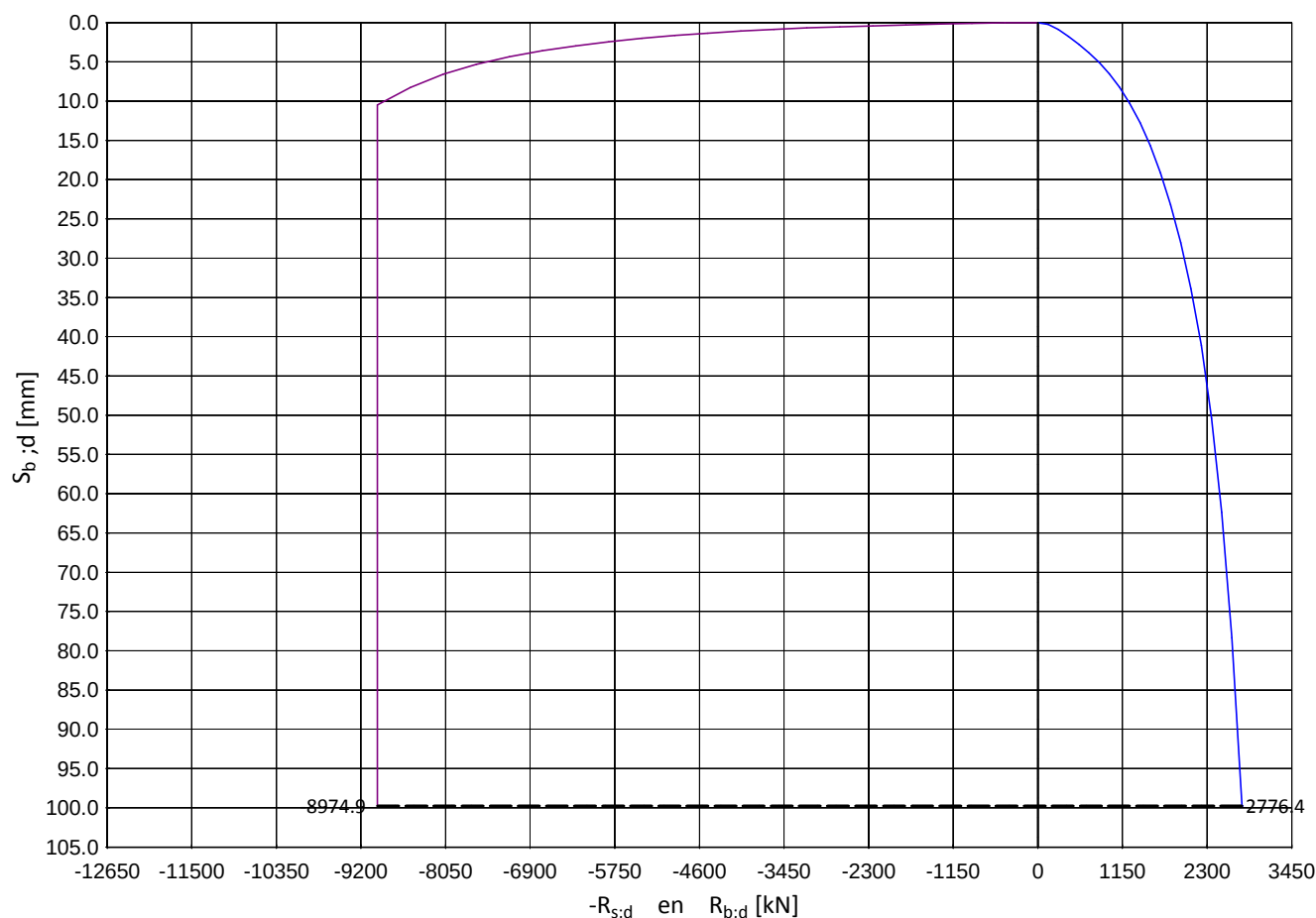
Verticale veerstijfheid $K_{1;k} = 365,6 \text{ MN/m}$.



Sondering G-02

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4304,3 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	5,50 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12600,8 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	3898,1 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	6,69 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	32,6 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	11673,3 [kN]

UITERSTE GRENSTOESTAND (1B)		$\gamma_t = 1,20$	
$R_{b;max;d}$	= 2776,4 [kN]	$R_{b;d}$	= 2776,4 [kN]
$R_{s;max;d}$	= 8974,9 [kN]	$R_{s;d}$	= 8974,9 [kN]
$R_{c;d}$	= 11751,4 [kN]	$R_{c;totaal;d}$	= 11751,4 [kN]
$R_{c;net;d}$	= 11673,3 [kN]	$F_{c;d}$	= 11673,3 [kN]
		$F_{nk;d}$	= 78,0 [kN]
		$F_{c;totaal;d}$	= 11751,4 [kN]
		$S_{b;d}$	= 99,8 [mm]
		$S_{el;d}$	= 29,5 [mm]
		$S_{1;d}$	= 129,3 [mm]



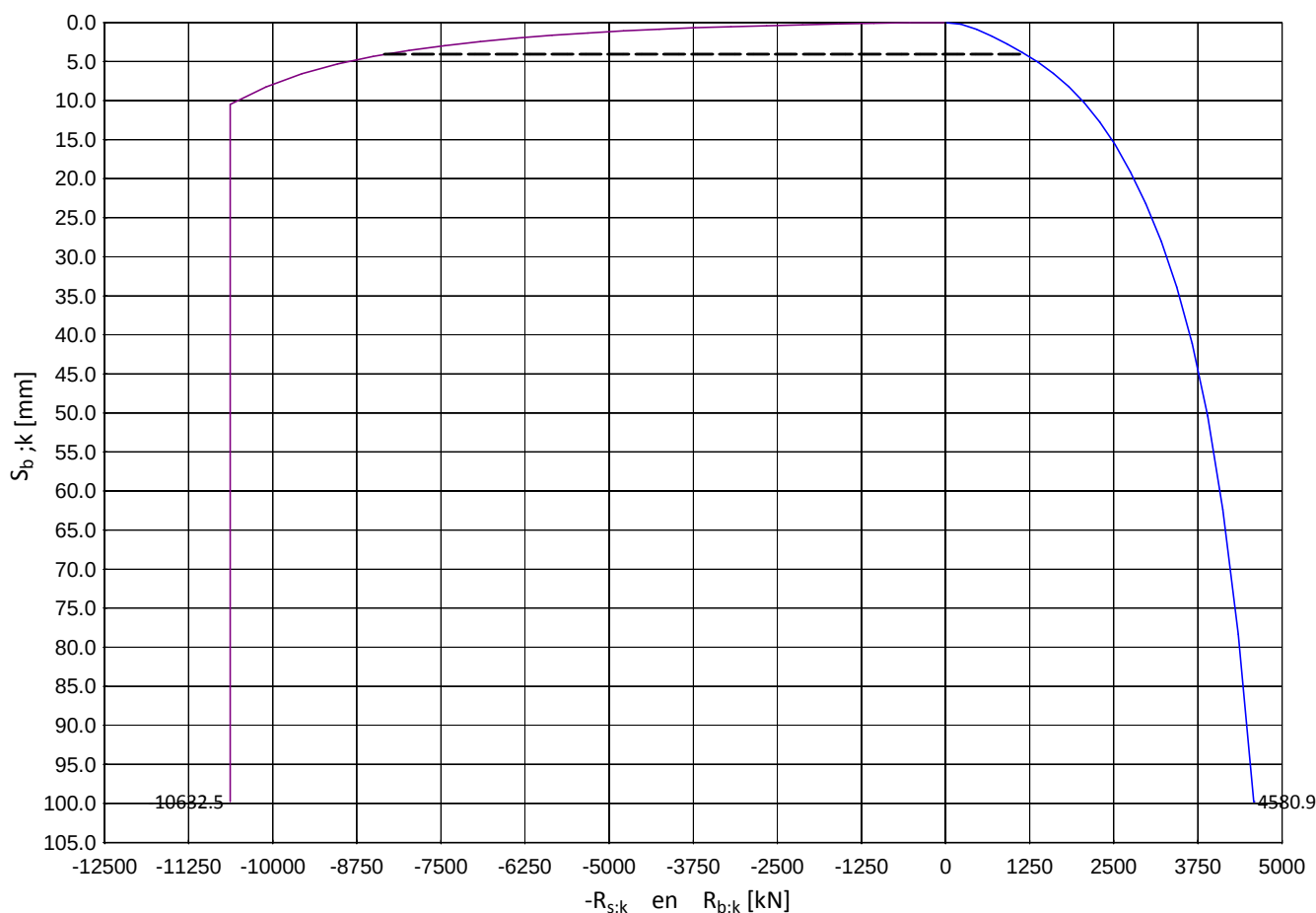
Sondering G-03

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4245,9 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	7,56 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12440,0 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	5359,7 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	6,81 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	32,1 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	12601,0 [kN]

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND (2)		$\gamma_t = 1.00$	
$R_{b;max;k}$	= 4580,9 [kN]	$F_{c;k}^{1)}$	= 9450,8 [kN]
$R_{s;max;k}$	= 10632,5 [kN]	$F_{nk;k}$	= 76,8 [kN]
$R_{c;k}$	= 15213,4 [kN]	$F_{c;totaal;k}$	= 9527,6 [kN]
$R_{c;net;k}$	= 15136,6 [kN]		
$R_{b;k}$	= 1189,2 [kN]	$S_{b;k}$	= 4,1 [mm]
$R_{s;k}$	= 8341,3 [kN]	$S_{el;k}$	= 22,7 [mm]
$R_{c;totaal;k}$	= 9530,5 [kN]	$S_{1;k}$	= 26,7 [mm]

¹⁾ $F_{c;k} = 0.75 * R_{c;net;d} = 0.75 * 12601,0 \text{ kN} = 9450,8 \text{ kN}$

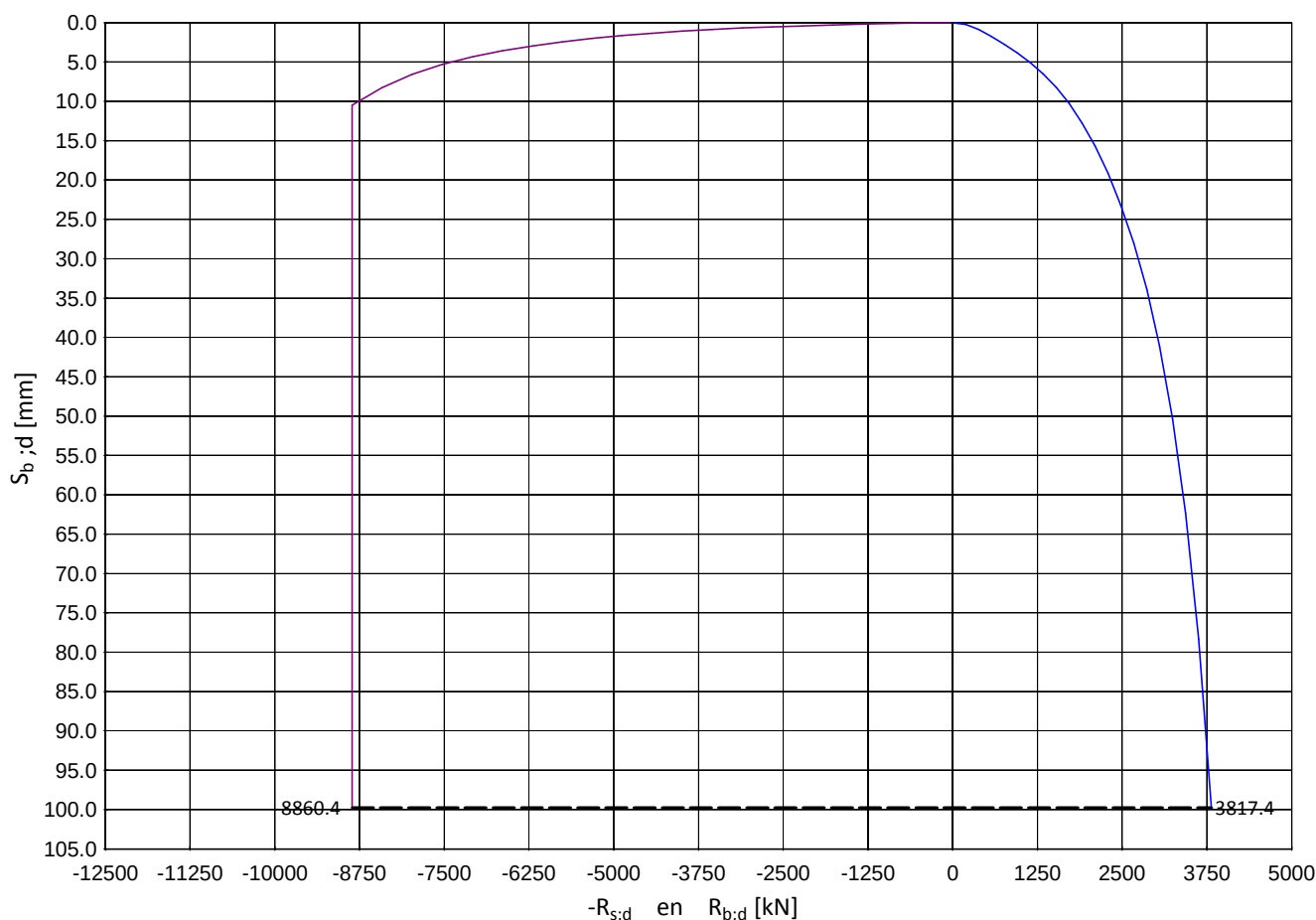
Verticale veerstijfheid $K_{1;k} = 356,4 \text{ MN/m}$.



Sondering G-03

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4245,9 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	7,56 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12440,0 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	5359,7 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	6,81 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	32,1 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	12601,0 [kN]

UITERSTE GRENSTOESTAND (1B)		$\gamma_t = 1,20$	
$R_{b;max;d}$	= 3817,4 [kN]	$R_{b;d}$	= 3817,4 [kN]
$R_{s;max;d}$	= 8860,4 [kN]	$R_{s;d}$	= 8860,4 [kN]
$R_{c;d}$	=12677,8 [kN]	$R_{c;totaal;d}$	=12677,8 [kN]
$R_{c;net;d}$	=12601,0 [kN]	$F_{c;d}$	=12601,0 [kN]
		$F_{nk;d}$	= 76,8 [kN]
		$F_{c;totaal;d}$	=12677,8 [kN]
		$S_{b;d}$	= 99,8 [mm]
		$S_{el;d}$	= 32,8 [mm]
		$S_{1;d}$	= 132,6 [mm]



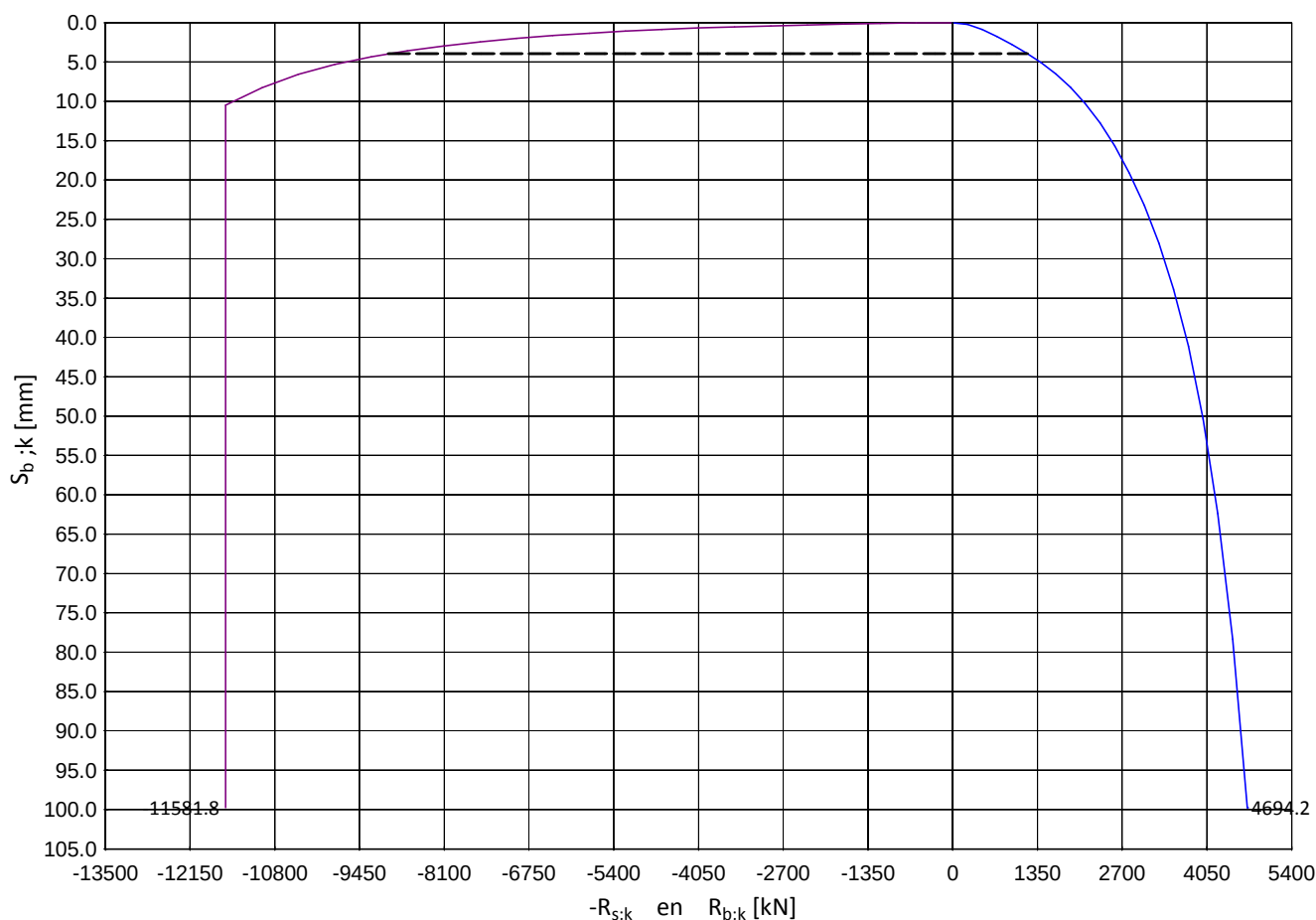
Sondering G-05

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4608,8 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	7,75 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	13550,7 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	5492,2 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	5,78 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	22,7 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	13509,0 [kN]

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND (2)		$\gamma_t = 1.00$	
$R_{b;max;k}$	= 4694,2 [kN]	$F_{c;k}^{1)}$	= 10131,7 [kN]
$R_{s;max;k}$	= 11581,8 [kN]	$F_{nk;k}$	= 54,3 [kN]
$R_{c;k}$	= 16276,0 [kN]	$F_{c;totaal;k}$	= 10186,1 [kN]
$R_{c;net;k}$	= 16221,6 [kN]		
$R_{b;k}$	= 1194,2 [kN]	$S_{b;k}$	= 4,0 [mm]
$R_{s;k}$	= 8995,3 [kN]	$S_{el;k}$	= 24,1 [mm]
$R_{c;totaal;k}$	= 10189,5 [kN]	$S_{1,k}$	= 28,1 [mm]

¹⁾ $F_{c;k} = 0.75 * R_{c;net;d} = 0.75 * 13509,0 \text{ kN} = 10131,7 \text{ kN}$

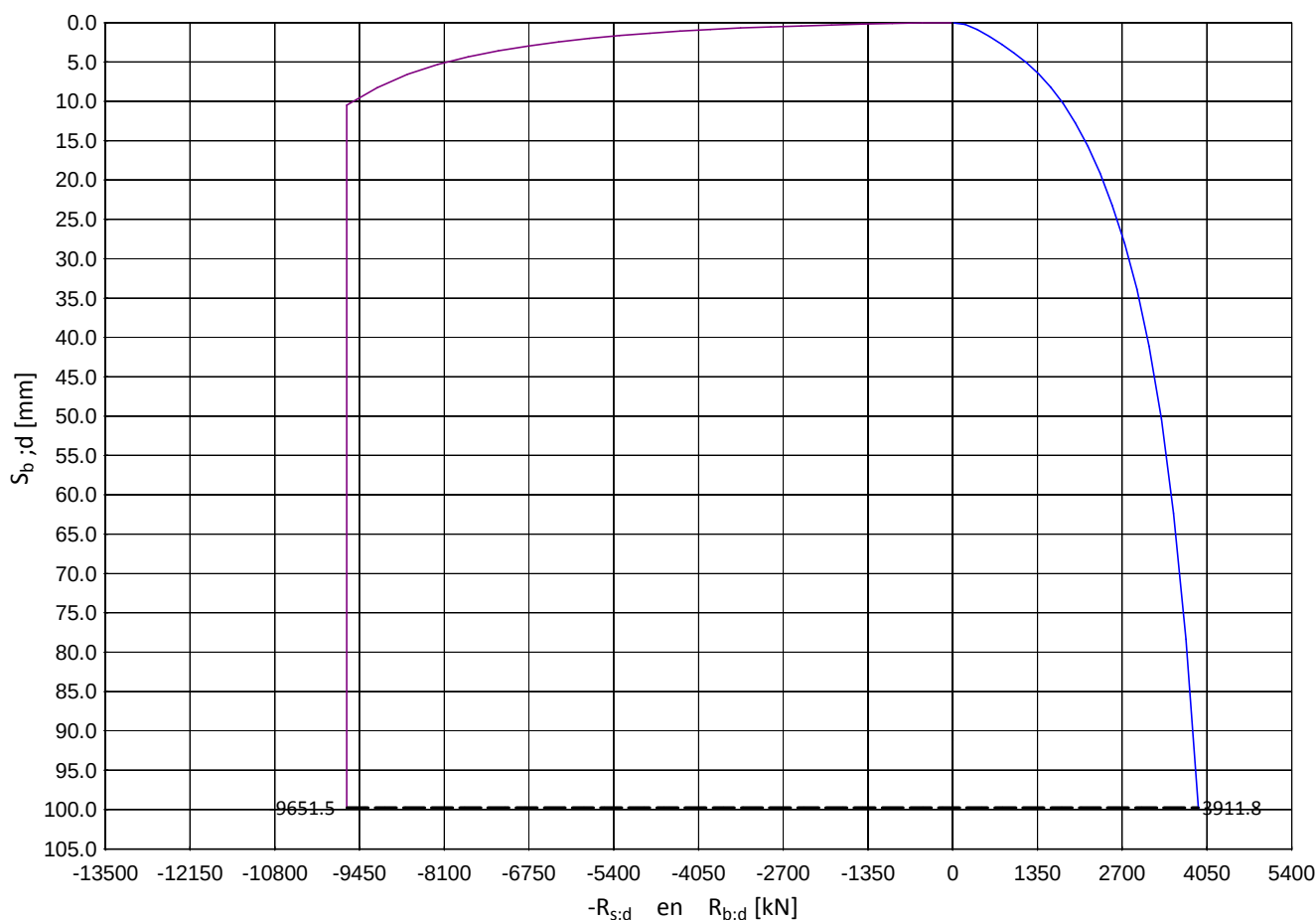
Verticale veerstijfheid $K_{1,k} = 362,5 \text{ MN/m}$.



Sondering G-05

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4608,8 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	7,75 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	13550,7 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	5492,2 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	5,78 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	22,7 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	13509,0 [kN]

UITERSTE GRENSTOESTAND (1B)		$\gamma_t = 1,20$	
$R_{b;max;d}$	= 3911,8 [kN]	$R_{b;d}$	= 3911,8 [kN]
$R_{s;max;d}$	= 9651,5 [kN]	$R_{s;d}$	= 9651,5 [kN]
$R_{c;d}$	= 13563,3 [kN]	$R_{c;totaal;d}$	= 13563,3 [kN]
$R_{c;net;d}$	= 13509,0 [kN]	$F_{c;d}$	= 13509,0 [kN]
		$F_{nk;d}$	= 54,3 [kN]
		$F_{c;totaal;d}$	= 13563,3 [kN]
		$S_{b;d}$	= 99,8 [mm]
		$S_{el;d}$	= 34,9 [mm]
		$S_{1;d}$	= 134,7 [mm]



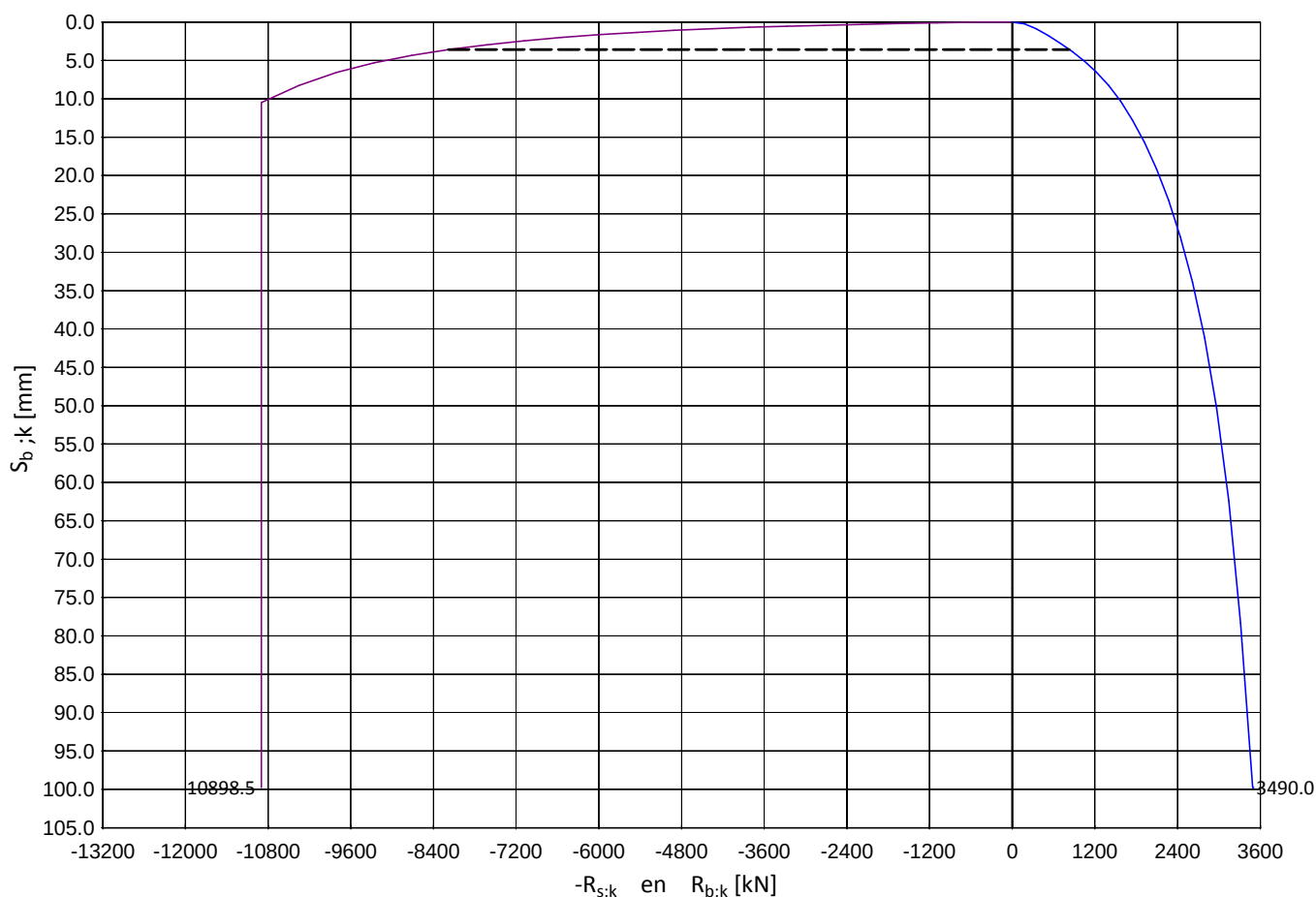
Sondering 1

Tubex-groutinjectionepaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4364,3 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	5,76 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12751,3 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	4083,3 [kN]
ξ_3	=	1,17 [-]	$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
L_{paal}	=	55,00 [m]	$L_{neg.kleef}$	=	6,79 [m]
$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]			
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	36,0 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	11904,3 [kN]

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND (2)		$\gamma_t = 1.00$	
$R_{b;max;k}$	= 3490,0 [kN]	$F_{c;k}^{1)}$	= 8928,2 [kN]
$R_{s;max;k}$	= 10898,5 [kN]	$F_{nk;k}$	= 86,2 [kN]
$R_{c;k}$	= 14388,6 [kN]	$F_{c;totaal;k}$	= 9014,4 [kN]
$R_{c;net;k}$	= 14302,3 [kN]	$S_{b;k}$	= 3,6 [mm]
		$S_{el;k}$	= 21,1 [mm]
		$S_{1;k}$	= 24,7 [mm]

¹⁾ $F_{c;k} = 0.75 \cdot R_{c;net;d} = 0.75 \cdot 11904,3 \text{ kN} = 8928,2 \text{ kN}$

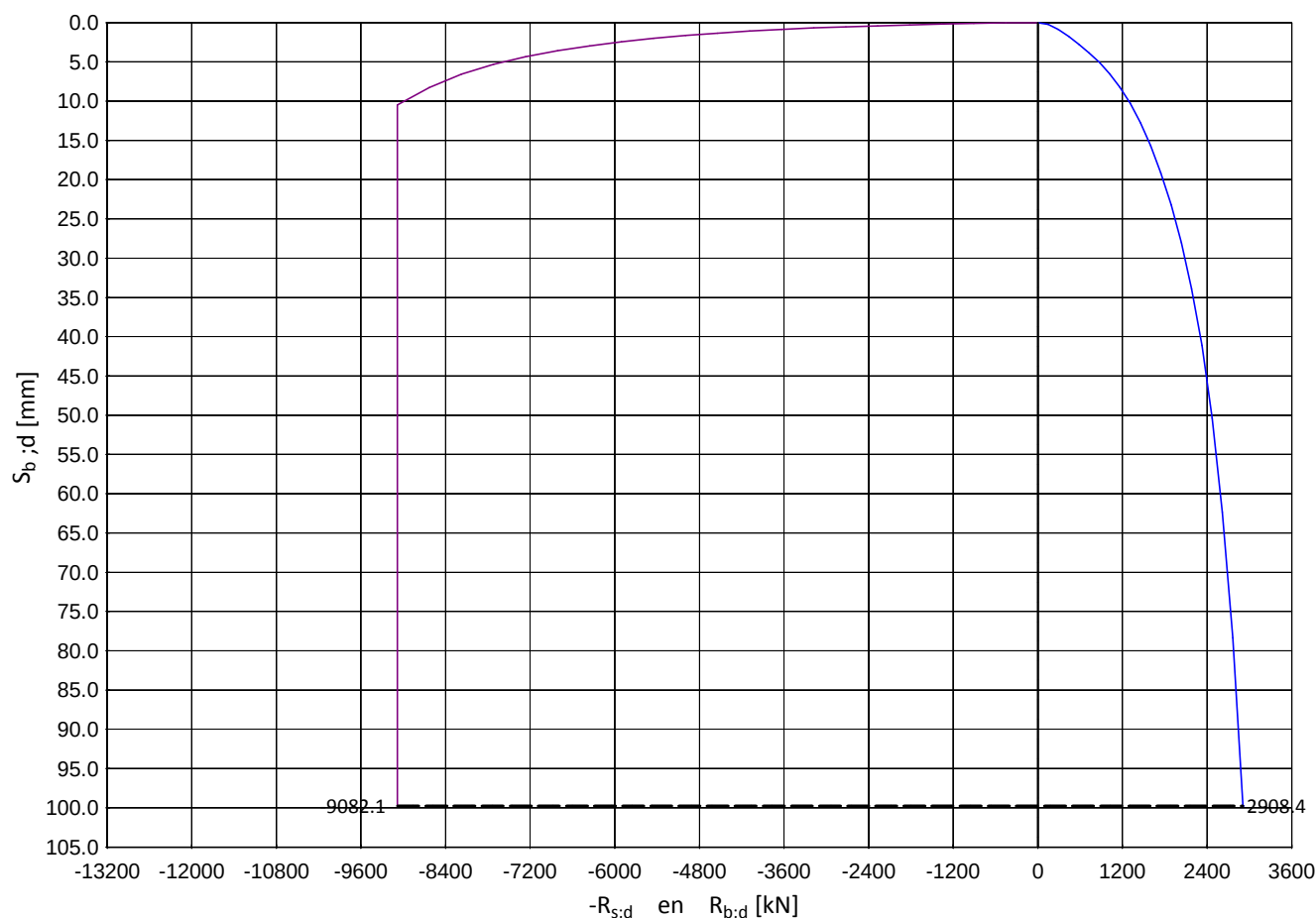
Verticale veerstijfheid $K_{1;k} = 365,5 \text{ MN/m}$.



Sondering 1

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4364,3 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	5,76 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	12751,3 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	4083,3 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	6,79 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	36,0 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	11904,3 [kN]

UITERSTE GRENSTOESTAND (1B)		$\gamma_t = 1,20$	
$R_{b;max;d}$	= 2908,4 [kN]	$R_{b;d}$	= 2908,4 [kN]
$R_{s;max;d}$	= 9082,1 [kN]	$R_{s;d}$	= 9082,1 [kN]
$R_{c;d}$	= 11990,5 [kN]	$R_{c;totaal;d}$	= 11990,5 [kN]
$R_{c;net;d}$	= 11904,3 [kN]	$F_{c;d}$	= 11904,3 [kN]
		$F_{nk;d}$	= 86,2 [kN]
		$F_{c;totaal;d}$	= 11990,5 [kN]
		$S_{b;d}$	= 99,8 [mm]
		$S_{el;d}$	= 30,2 [mm]
		$S_{1;d}$	= 130,0 [mm]



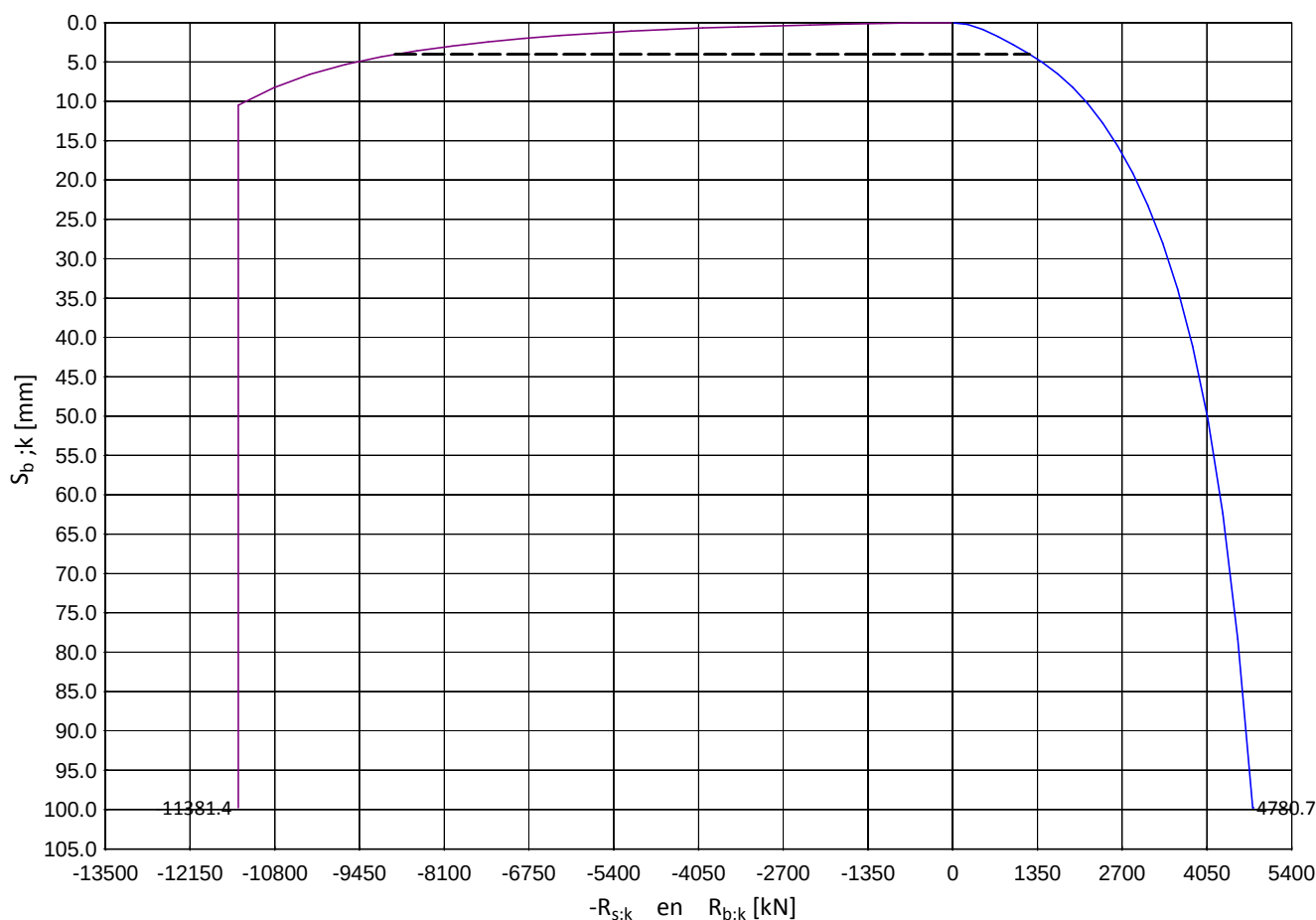
Sondering 2

Tubex-groutinjectionpaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4559,0 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	7,89 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	13316,3 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	5593,4 [kN]
			ξ_3	=	1,17 [-]
			$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
			L_{paal}	=	55,00 [m]
			$L_{neg.kleef}$	=	6,15 [m]
			$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	30,3 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	13395,9 [kN]

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND (2)		$\gamma_t = 1.00$	
$R_{b;max;k}$	= 4780,7 [kN]	$F_{c;k}^{1)}$	= 10046,9 [kN]
$R_{s;max;k}$	= 11381,4 [kN]	$F_{nk;k}$	= 72,5 [kN]
$R_{c;k}$	= 16162,1 [kN]	$F_{c;totaal;k}$	= 10119,4 [kN]
$R_{c;net;k}$	= 16089,6 [kN]		
$R_{b;k}$	= 1230,5 [kN]	$S_{b;k}$	= 4,0 [mm]
$R_{s;k}$	= 8891,4 [kN]	$S_{el;k}$	= 24,0 [mm]
$R_{c;totaal;k}$	= 10121,9 [kN]	$S_{1;k}$	= 28,1 [mm]

¹⁾ $F_{c;k} = 0.75 * R_{c;net;d} = 0.75 * 13395,9 \text{ kN} = 10046,9 \text{ kN}$

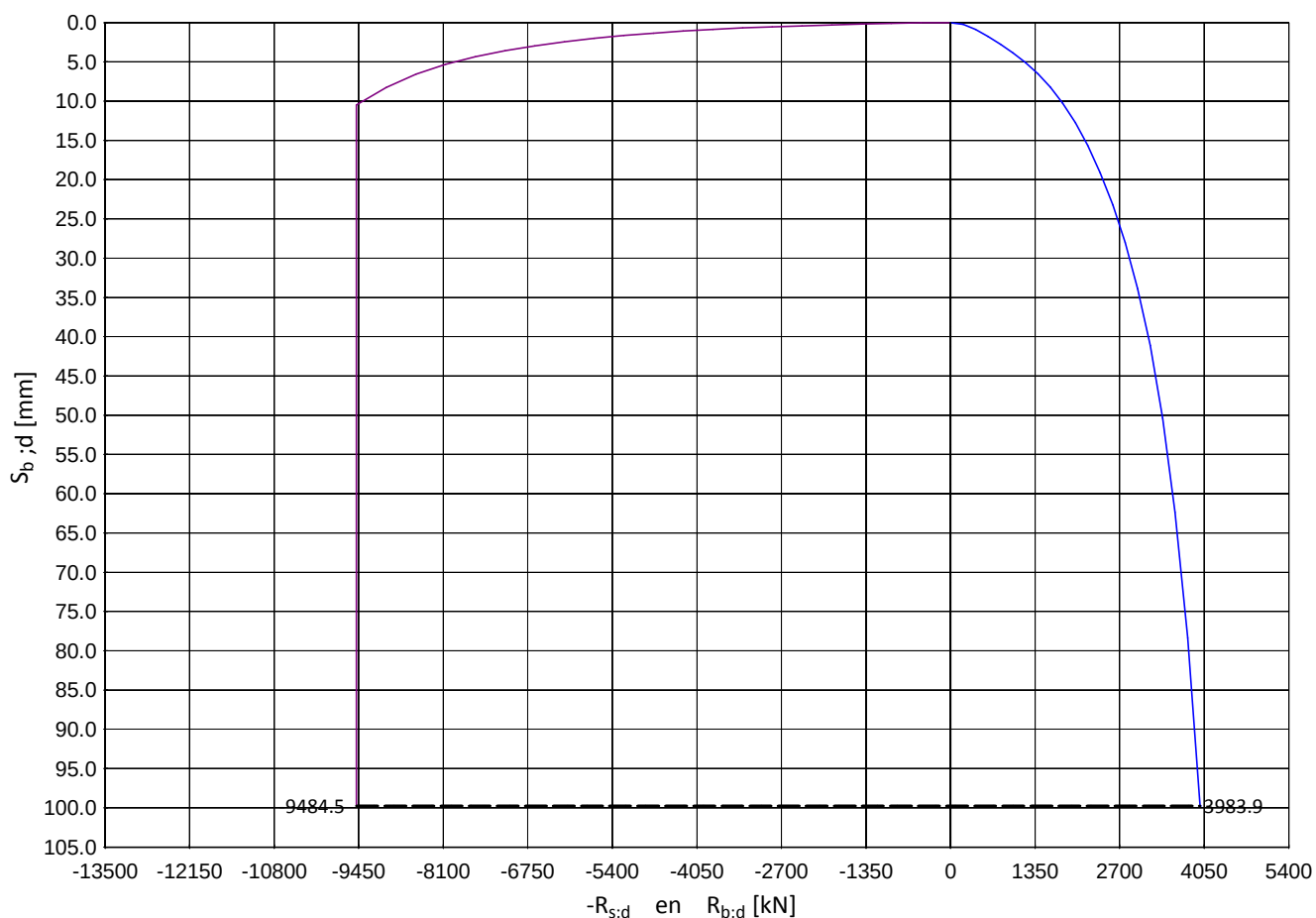
Verticale veerstijfheid $K_{1;k} = 360,7 \text{ MN/m}$.



Sondering 2

Tubex-groutinjectionepaal, PPN = -65.00 m. t.o.v. NAP					
D_b	=	762 [mm]	D_p	=	950 [mm]
O_s	=	2394 [mm]	D_{eq}	=	950 [mm]
A_s	=	456037 [mm ²]	A_{punt}	=	708822 [mm ²]
$q_{s;cal;max}$	=	4559,0 [kN/m]	$q_{b;max}$	=	7,89 [N/mm ²]
$R_{s;cal;max}$	=	13316,3 [kN]	$R_{b;cal;max}$	=	5593,4 [kN]
ξ_3	=	1,17 [-]	$\gamma_{f,nk}$	=	1,0 [-]
L_{paal}	=	55,00 [m]	$L_{neg.kleef}$	=	6,15 [m]
$L_{pos.kleef}$	=	42,00 [m]			
Casing: diameter = 762 [mm], wanddikte = 8 [mm]					
$O_{s;punt}$	=	2985 [mm ²]	$F_{nk;rep}$	=	30,3 [kN/m]
			$R_{c;net;d}$	=	13395,9 [kN]

UITERSTE GRENSTOESTAND (1B)		$\gamma_t = 1,20$	
$R_{b;max;d}$	= 3983,9 [kN]	$R_{b;d}$	= 3983,9 [kN]
$R_{s;max;d}$	= 9484,5 [kN]	$R_{s;d}$	= 9484,5 [kN]
$R_{c;d}$	=13468,4 [kN]	$R_{c;totaal;d}$	=13468,4 [kN]
$R_{c;net;d}$	=13395,9 [kN]	$F_{c;d}$	=13395,9 [kN]
		$F_{nk;d}$	= 72,5 [kN]
		$F_{c;totaal;d}$	=13468,4 [kN]
		$S_{b;d}$	= 99,8 [mm]
		$S_{el;d}$	= 34,8 [mm]
		$S_{1;d}$	= 134,6 [mm]



Opdracht : 2000582
Plaats : Rotterdam
Project : RISE

LAST-ZAKKINGSGEDRAG

Paaldrukbelasting summary

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Paalpuntniveau = -65,00 m. t.o.v. NAP

Sondeernaam	Paaltype	$F_{c;k}$ [kN]	$S_{1;k}$ [mm]	$K_{1;k}$ [MN/m]	S_k [mm]	K_k [MN/m]
G-01	Tubex-groutinjectiepaal (db = 762, dp = 950)	9913.1	28.3	353.8		
G-02	Tubex-groutinjectiepaal (db = 762, dp = 950)	8755.0	24.2	365.6		
G-03	Tubex-groutinjectiepaal (db = 762, dp = 950)	9450.8	26.7	356.4		
G-05	Tubex-groutinjectiepaal (db = 762, dp = 950)	10131.7	28.1	362.5		
1	Tubex-groutinjectiepaal (db = 762, dp = 950)	8928.2	24.7	365.5		
2	Tubex-groutinjectiepaal (db = 762, dp = 950)	10046.9	28.1	360.7		

Project: 2000582
RISE Rotterdam
Paalpuntniveau NAP -65 m
Sondering 2

Bepaling statische en dynamische veerstijfheid voor: Tubex groutinjectiepalen, $\varnothing = 762 \times 8,0 / 950 \text{ mm}$

Paalbelastingen (Uitgaande van $F_{s;d} = 13396 \text{ kN}$ en

$$\begin{aligned} F_{s;constr.;statisch;k} &= 8037,6 \text{ kN (statische paalbelasting uit constructie, excl. wind)} \\ F_{s;wind;k} &= 2009,4 \text{ kN (windbelasting)} \\ F_{s;paalkop;k} &= 10047 \text{ kN (} = 75,0\% \text{ van } F_{s;d} \text{)} \\ F_{s;nk;k} &= 72 \text{ kN (neg. kleef langs paalschacht)} \\ F_{s;max;totaal;k} &= 10119 \text{ kN (} = F_{s;constr.;statisch;rep} + F_{s;wind;rep} + F_{s;nk;rep} \text{)} \\ F_{s;wind;k} &= 2009,4 \text{ kN (windbelasting)} \\ F_{s;totaal;statisch;k} &= 8109,6 \text{ kN (totale statische paalbelasting, excl. wind)} \end{aligned}$$

1. Statische veerstijfheid (onder langdurende statische belastingen (zonder wind))

$$k_{statisch;k} = (F_{s;statisch;k} + F_{s;nk;k}) / (w_{punt;k} + w_{el;k}) = F_{s;totaal;statisch;k} / w_{punt;k} \quad (E_{beton} = 20000 \text{ MN/n})$$

Uit berekeningen volgt hiervoor

Voor middenpalen, zonder windbelasting is:

$$(\text{voor } F_{s;totaal;statisch;k} =): 8109,6 \text{ kN}$$

$$(F_{s;totaal;statisch;rep} =): 10119 \text{ kN}$$

$$s_{punt;k} = 2,30 \text{ mm}$$

$$s_{punt;k} = 4,00 \text{ mm}$$

$$s_{el;k} = 19,10 \text{ mm}$$

$$s_{el;k} = 24,00 \text{ mm}$$

$$s_{1;k} = 21,4 \text{ mm}$$

$$s_{1;k} = 28,0 \text{ mm}$$

$$\text{Hieruit volgt: } k_{statisch;k} = 8109,6 \text{ kN} / 21,4 \text{ mm} = 379,0 \text{ MN/m}$$

$$k_{statisch;k} = 361,4 \text{ MN/m}$$

2. "Dynamische" veerstijfheid (onder kortdurende windbelasting)

$$k_{dynamisch;rep} = F_{wind;rep} / (\Delta w_{punt;dyn;rep} + \Delta w_{el;dyn;rep})$$

waarbij:

$\Delta s_{punt;dyn;k}$ = de additionele zetting van de paalpunt onder invloed van de windbelasting, waarbij rekening wordt gehouden met kortdurende belastingen en het herbelastingseffect

$\Delta s_{el;dyn;k}$ = de additionele elastische verkorting van de paal (berekend op basis van in dit geval een betonkwaliteit B45 met $E_{beton} = 33500 \text{ MN/m}^2$ en $E_{staal} = 200000 \text{ MN/m}^2$)

De additionele zettingen worden berekend in de belastingstak tussen statische en dynamische belasting, dus in dit geval tussen 8110 kN en 10119 kN (= 2009 kN).

Voor $F_{s;max;totaal;k} = 8109,6 \text{ kN}$ is berekend:

Voor $F_{s;totaal;statisch;k} = 10119 \text{ kN}$ is berekend:

$$\begin{aligned} s_{punt;k} &= 2,30 \text{ mm} \quad (= \text{statisch}) \\ s_{el;k} &= 12,70 \text{ mm} \quad (E_b = 33500 \text{ MN/m}^2) \\ s_{1;k} &= 15,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_{punt;k} &= 4,00 \text{ mm} \quad (= \text{statisch}) \\ s_{el;k} &= 16,00 \text{ mm} \quad (E_b = 33500 \text{ MN/m}^2) \\ s_{1;k} &= 20,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Delta w_{punt;statisch;k} = 4 \text{ mm} - 2,3 \text{ mm} = 1,7 \text{ mm (statisch).}$$

Vanwege her-/ontlastingseffecten kan deze waarde met een factor 3,5 worden gereduceerd.
De factor 3,5 wordt bij Berliner zand en bij Hostun zand (volgens Vermeer) gevonden.
In Plaxis bulletin No. 13 wordt voor de verhouding van E_{oed}/E_{ur} , dus de verhouding tussen E-moduli voor de eerste belasting en voor her-/ontlasting voor zand ook ongeveer 3,5 aangeraden.

Vanwege de korte duur heeft de ondergrond (ook zand) niet de tijd om volledig te consolideren, aangehouden waardoor de zetting minder zal zijn dan bij een langdurige belasting. In verband met de korte duur van de belasting is daarom een extra reductiefactor van 1,5 toegepast.

Hieruit volgt:

$$\begin{aligned}\Delta s_{\text{punt;dyn;rep}} &= \Delta s_{\text{punt;rep}} / (3,5 \times 1,5) = \\ &= 1,7 \text{ mm} / 5,25 = 0,32 \text{ mm} \\ \Delta s_{\text{el;dyn;rep}} &= 16 \text{ mm} - 12,7 \text{ mm} = 3,30 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$k_{\text{dynamisch;k}} = (F_{s;\text{wind;k}}) / (\Delta s_{\text{punt;dyn;k}} + \Delta s_{\text{el;dyn;k}}) = 2009,4 \text{ kN} / (0,32 \text{ mm} + 3,3 \text{ mm}) =$$

Hieruit volgt: $k_{\text{dynamisch;k}} = 2009 \text{ kN} / 3,62 \text{ mm} = 555,1 \text{ MN/m}$

N.B. De in het rapport vermelde waarden voor de veerstijfheden gelden voor belastingen zonder wind.
(voor de hier beschouwde palen is $k_{\text{statisch;k}} = 361,4 \text{ MN/m}$ (zoals hiervoor is berekend))

Voor palen die ook door wind worden belast geldt ($F_{s;\text{wind;k}} = 2009,4 \text{ kN}$), dat:

- De statische veerstijfheid, die moet worden aangehouden voor de max. statische paalbelastingen, exclusief de windbelasting is 1,05 keer stijver dan de in het rapport vermelde veerstijfheid
- De dynamische veerstijfheid 1,54 keer stijver is dan de in het rapport vermelde veerstijfheid.
(de dynamische veerstijfheid is in dit geval 1,46 keer stijver dan de statische veerstijfheid).

Project: 2000582
RISE Rotterdam
Paalpuntniveau NAP -65 m
Sondering G01

Bepaling statische en dynamische veerstijfheid voor: Tubex groutinjectiepalen, $\varnothing = 762 \times 8,0 / 950 \text{ mm}$

Paalbelastingen (Uitgaande van $F_{s;d} = 13217 \text{ kN}$ en

$$\begin{aligned} F_{s;constr.;statisch;k} &= 7930,2 \text{ kN (statische paalbelasting uit constructie, excl. wind)} \\ F_{s;wind;k} &= 1982,6 \text{ kN (windbelasting)} \\ F_{s;paalkop;k} &= 9912,8 \text{ kN (} = 75,0\% \text{ van } F_{s;d} \text{)} \\ F_{s;nk;k} &= 105 \text{ kN (neg. kleef langs paalschacht)} \\ F_{s;max;totaal;k} &= 10018 \text{ kN (} = F_{s;constr.;statisch;rep} + F_{s;wind;rep} + F_{s;nk;rep} \text{)} \\ F_{s;wind;k} &= 1982,6 \text{ kN (windbelasting)} \\ F_{s;totaal;statisch;k} &= 8035,2 \text{ kN (totale statische paalbelasting, excl. wind)} \end{aligned}$$

1. Statische veerstijfheid (onder langdurende statische belastingen (zonder wind))

$$k_{statisch;k} = (F_{s;statisch;k} + F_{s;nk;k}) / (w_{punt;k} + w_{el;k}) = F_{s;totaal;statisch;k} / w_{punt;k} \quad (E_{beton} = 20000 \text{ MN/n})$$

Uit berekeningen volgt hiervoor

Voor middenpalen, zonder windbelasting is:

$$(\text{voor } F_{s;totaal;statisch;k} =): 8035,2 \text{ kN}$$

$$(F_{s;totaal;statisch;rep} =): 10018 \text{ kN}$$

$$s_{punt;k} = 2,50 \text{ mm}$$

$$s_{punt;k} = 4,30 \text{ mm}$$

$$s_{el;k} = 19,10 \text{ mm}$$

$$s_{el;k} = 24,00 \text{ mm}$$

$$s_{1;k} = 21,6 \text{ mm}$$

$$s_{1;k} = 28,3 \text{ mm}$$

$$\text{Hieruit volgt: } k_{statisch;k} = 8035,2 \text{ kN} / 21,6 \text{ mm} = 372,0 \text{ MN/m}$$

$$k_{statisch;k} = 354 \text{ MN/m}$$

2. "Dynamische" veerstijfheid (onder kortdurende windbelasting)

$$k_{dynamisch;rep} = F_{wind;rep} / (\Delta w_{punt;dyn;rep} + \Delta w_{el;dyn;rep})$$

waarbij:

$\Delta s_{punt;dyn;k}$ = de additionele zetting van de paalpunt onder invloed van de windbelasting, waarbij rekening wordt gehouden met kortdurende belastingen en het herbelastingseffect

$\Delta s_{el;dyn;k}$ = de additionele elastische verkorting van de paal (berekend op basis van in dit geval een betonkwaliteit B45 met $E_{beton} = 33500 \text{ MN/m}^2$ en $E_{staal} = 200000 \text{ MN/m}^2$)

De additionele zettingen worden berekend in de belastingstak tussen statische en dynamische belasting, dus in dit geval tussen 8035 kN en 10018 kN (= 1983 kN).

Voor $F_{s;max;totaal;k} = 8035,2 \text{ kN}$ is berekend:

Voor $F_{s;totaal;statisch;k} = 10018 \text{ kN}$ is berekend:

$$\begin{aligned} s_{punt;k} &= 2,50 \text{ mm} \quad (= \text{statisch}) \\ s_{el;k} &= 12,70 \text{ mm} \quad (E_b = 33500 \text{ MN/m}^2) \\ s_{1;k} &= 15,20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_{punt;k} &= 4,30 \text{ mm} \quad (= \text{statisch}) \\ s_{el;k} &= 16,00 \text{ mm} \quad (E_b = 33500 \text{ MN/m}^2) \\ s_{1;k} &= 20,30 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Delta w_{punt;statisch;k} = 4,3 \text{ mm} - 2,5 \text{ mm} = 1,8 \text{ mm (statisch).}$$

Vanwege her-/ontlastingseffecten kan deze waarde met een factor 3,5 worden gereduceerd.
De factor 3,5 wordt bij Berliner zand en bij Hostun zand (volgens Vermeer) gevonden.
In Plaxis bulletin No. 13 wordt voor de verhouding van E_{oed}/E_{ur} , dus de verhouding tussen E-moduli voor de eerste belasting en voor her-/ontlasting voor zand ook ongeveer 3,5 aangeraden.

Vanwege de korte duur heeft de ondergrond (ook zand) niet de tijd om volledig te consolideren, aangehouden waardoor de zetting minder zal zijn dan bij een langdurige belasting. In verband met de korte duur van de belasting is daarom een extra reductiefactor van 1,5 toegepast.

Hieruit volgt:

$$\begin{aligned}\Delta s_{\text{punt;dyn;rep}} &= \Delta s_{\text{punt;rep}} / (3,5 \times 1,5) = \\ &= 1,8 \text{ mm} / 5,25 = 0,34 \text{ mm} \\ \Delta s_{\text{el;dyn;rep}} &= 16 \text{ mm} - 12,7 \text{ mm} = 3,30 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$k_{\text{dynamisch;k}} = (F_{s;\text{wind;k}}) / (\Delta s_{\text{punt;dyn;k}} + \Delta s_{\text{el;dyn;k}}) = 1982,55 \text{ kN} / (0,34 \text{ mm} + 3,3 \text{ mm}) =$$

Hieruit volgt: $k_{\text{dynamisch;k}} = 1983 \text{ kN} / 3,64 \text{ mm} = 544,7 \text{ MN/m}$

N.B. De in het rapport vermelde waarden voor de veerstijfheden gelden voor belastingen zonder wind.
(voor de hier beschouwde palen is $k_{\text{statisch;k}} = 354 \text{ MN/m}$ (zoals hiervoor is berekend))

Voor palen die ook door wind worden belast geldt ($F_{s;\text{wind;k}} = 1982,6 \text{ kN}$), dat:

- De statische veerstijfheid, die moet worden aangehouden voor de max. statische paalbelastingen, exclusief de windbelasting is 1,05 keer stijver dan de in het rapport vermelde veerstijfheid
- De dynamische veerstijfheid 1,54 keer stijver is dan de in het rapport vermelde veerstijfheid.
(de dynamische veerstijfheid is in dit geval 1,46 keer stijver dan de statische veerstijfheid).

Project: 2000582
RISE Rotterdam
Paalpuntniveau NAP -65 m
Sondering G02

Bepaling statische en dynamische veerstijfheid voor: Tubex groutinjectiepalen, $\varnothing = 762 \times 8,0 / 950 \text{ mm}$

Paalbelastingen (Uitgaande van $F_{s;d} = 11673 \text{ kN}$ en

$$F_{s;constr.;statisch;k} = 7003,8 \text{ kN (statische paalbelasting uit constructie, excl. wind)}$$

$$F_{s;wind;k} = 1751 \text{ kN (windbelasting)}$$

$$F_{s;paalkop;k} = 8754,8 \text{ kN (} = 75,0\% \text{ van } F_{s;d} \text{)}$$

$$F_{s;nk;k} = 79 \text{ kN (neg. kleef langs paalschacht)}$$

$$F_{s;max;totaal;k} = 8833,8 \text{ kN (} = F_{s;constr.;statisch;rep} + F_{s;wind;rep} + F_{s;nk;rep} \text{)}$$

$$F_{s;wind;k} = 1751 \text{ kN (windbelasting)}$$

$$F_{s;totaal;statisch;k} = 7082,8 \text{ kN (totale statische paalbelasting, excl. wind)}$$

1. Statische veerstijfheid (onder langdurende statische belastingen (zonder wind))

$$k_{statisch;k} = (F_{s;statisch;k} + F_{s;nk;k}) / (w_{punt;k} + w_{el;k}) = F_{s;totaal;statisch;k} / w_{punt;k} \quad (E_{beton} = 20000 \text{ MN/n})$$

Uit berekeningen volgt hiervoor

Voor middenpalen, zonder windbelasting is:

$$(\text{voor } F_{s;totaal;statisch;k} =): 7082,8 \text{ kN}$$

$$(F_{s;totaal;statisch;rep} =): 8833,8 \text{ kN}$$

$$s_{punt;k} = 2,10 \text{ mm}$$

$$s_{punt;k} = 3,50 \text{ mm}$$

$$s_{el;k} = 16,40 \text{ mm}$$

$$s_{el;k} = 20,60 \text{ mm}$$

$$s_{1;k} = 18,5 \text{ mm}$$

$$s_{1;k} = 24,1 \text{ mm}$$

$$\text{Hieruit volgt: } k_{statisch;k} = 7082,8 \text{ kN} / 18,5 \text{ mm} = 382,9 \text{ MN/m}$$

$$k_{statisch;k} = 366,5 \text{ MN/m}$$

2. "Dynamische" veerstijfheid (onder kortdurende windbelasting)

$$k_{dynamisch;rep} = F_{wind;rep} / (\Delta w_{punt;dyn;rep} + \Delta w_{el;dyn;rep})$$

waarbij:

$\Delta s_{punt;dyn;k}$ = de additionele zetting van de paalpunt onder invloed van de windbelasting, waarbij rekening wordt gehouden met kortdurende belastingen en het herbelastingseffect

$\Delta s_{el;dyn;k}$ = de additionele elastische verkorting van de paal (berekend op basis van in dit geval een betonkwaliteit B45 met $E_{beton} = 33500 \text{ MN/m}^2$ en $E_{staal} = 200000 \text{ MN/m}^2$)

De additionele zettingen worden berekend in de belastingstak tussen statische en dynamische belasting, dus in dit geval tussen 7083 kN en 8834 kN (= 1751 kN).

Voor $F_{s;max;totaal;k} = 7082,8 \text{ kN}$ is berekend:

Voor $F_{s;totaal;statisch;k} = 8834 \text{ kN}$ is berekend:

$$s_{punt;k} = 2,10 \text{ mm (} = \text{ statisch)}$$

$$s_{punt;k} = 3,50 \text{ mm (} = \text{ statisch)}$$

$$s_{el;k} = 10,90 \text{ mm (} E_b = 33500 \text{ MN/m}^2 \text{)}$$

$$s_{el;k} = 13,70 \text{ mm (} E_b = 33500 \text{ MN/m}^2 \text{)}$$

$$s_{1;k} = 13,00 \text{ mm}$$

$$s_{1;k} = 17,20 \text{ mm}$$

$$\Delta w_{punt;statisch;k} = 3,5 \text{ mm} - 2,1 \text{ mm} = 1,4 \text{ mm (statisch).}$$

Vanwege her-/ontlastingseffecten kan deze waarde met een factor 3,5 worden gereduceerd.
De factor 3,5 wordt bij Berliner zand en bij Hostun zand (volgens Vermeer) gevonden.
In Plaxis bulletin No. 13 wordt voor de verhouding van E_{oed}/E_{ur} , dus de verhouding tussen E-moduli voor de eerste belasting en voor her-/ontlasting voor zand ook ongeveer 3,5 aangeraden.

Vanwege de korte duur heeft de ondergrond (ook zand) niet de tijd om volledig te consolideren, aangehouden waardoor de zetting minder zal zijn dan bij een langdurige belasting. In verband met de korte duur van de belasting is daarom een extra reductiefactor van 1,5 toegepast.

Hieruit volgt:

$$\begin{aligned}\Delta s_{punt;dyn;rep} &= \Delta s_{punt;rep} / (3,5 \times 1,5) = \\ &= 1,4 \text{ mm} / 5,25 = 0,27 \text{ mm} \\ \Delta s_{el;dyn;rep} &= 13,7 \text{ mm} - 10,9 \text{ mm} = 2,80 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$k_{dynamisch;k} = (F_{s;wind;k}) / (\Delta s_{punt;dyn;k} + \Delta s_{el;dyn;k}) = 1750,95 \text{ kN} / (0,27 \text{ mm} + 2,8 \text{ mm}) =$$

Hieruit volgt: $k_{dynamisch;k} = 1751 \text{ kN} / 3,07 \text{ mm} = 570,3 \text{ MN/m}$

N.B. De in het rapport vermelde waarden voor de veerstijfheden gelden voor belastingen zonder wind.
(voor de hier beschouwde palen is $k_{statisch;k} = 366,5 \text{ MN/m}$ (zoals hiervoor is berekend))

Voor palen die ook door wind worden belast geldt ($F_{s;wind;k} = 1751 \text{ kN}$), dat:

- De statische veerstijfheid, die moet worden aangehouden voor de max. statische paalbelastingen, exclusief de windbelasting is 1,04 keer stijver dan de in het rapport vermelde veerstijfheid
- De dynamische veerstijfheid 1,56 keer stijver is dan de in het rapport vermelde veerstijfheid.
(de dynamische veerstijfheid is in dit geval 1,49 keer stijver dan de statische veerstijfheid).

Bijlage D

Algemene uitvoeringsrichtlijnen

ALGEMENE RICHTLIJNEN VOOR DE UITVOERING VAN TRILLINGVRIJ EN GRONDVERDRINGEND IN DE GROND GESCHROEFDE PALEN

Trillingvrij en grondverdringend ingeschroefde palen zijn te verdelen in:

- In de grond gevormde geschroefde palen (zoals de Fundexpaal of de schroefinjectiepaal).
- Geprefabriceerde ingeschroefde palen (zoals de Tubexpaal).

Voor de aanvang van het inschroeven van de palen moeten de volgende zaken bekend zijn:

- Het palenplan met de paalafmetingen en de paalpuntniveaus. Hierop dienen de sondeerlocaties en de gedachte installatievolgorde tevens te zijn aangegeven.
- De maaiveldhoogten ter plaatse van de in te schroeven palen.
- De maaiveldhoogten ter plaatse van de sondeerlocaties.
- Het grondonderzoek en het bijbehorende funderingsadvies.

Bij de uitvoering van trillingvrij en grondverdringend ingeschroefde palen moeten de volgende punten in acht worden genomen:

- De "verloren" of terug te winnen casingbuis moet recht zijn.
- De diameter van de casingbuis moet over de volle lengte gelijk zijn.
- Bij het nabij belendingen inschroeven van palen verdient het (veelal) de voorkeur het inschroeven te starten op de kleinste afstand van de belendingen en vervolgens een inschroefvolgorde te hanteren met een ten opzichte van de belendingen toenemende afstand.
- Indien een verschil in paalpuntniveau is voorgeschreven, dan verdient het (veelal) aanbeveling het inschroeven van de palen te starten ter plaatse van het diepste paalpuntniveau en vervolgens van het diepste naar het hoogste niveau te werken.
- Omdat de funderingsgrondslag tussen sondeerlocaties kan variëren is een controle hierop gewenst. Dit kan door de oliedruk tijdens het inschroeven van de palen te registreren en de waarden van de maximale oliedruk per 0,25 m indringing vervolgens uit te zetten tegen de inschroefdiepte; het zo verkregen diagram wordt een oliedrukdiagram ¹⁾ genoemd. Bij een goede keuze van de boormotor (met een voldoende groot boormoment) zal onder gelijke omstandigheden meestal een duidelijke correlatie te zien zijn tussen het oliedrukdiagram en het sondeerdiagram.
- Om de verkregen oliedrukdiagrammen goed te kunnen vergelijken verdient het aanbeveling de eerste paal op of nabij een sondeerlocatie in te schroeven ("ijken"). Bij de eerste paal en alle overige dichtst nabij een sondeerlocatie gesitueerde palen, dient een volledig oliedrukdiagram te worden gemaakt.
- Bij de overige palen kan worden volstaan met een diagram waaruit de overgang naar de draagkrachtige zandformatie blijkt en dat wordt doorgezet tot paalpuntniveau. De oliedrukdiagrammen dienen te worden vergeleken met de diagrammen van de bijbehorende sondering(en), waarbij een maximale afwijking in ongunstige zin van $\frac{1}{3}$ is toegestaan.
- Na het bereiken van het geadviseerde paalpuntniveau dient controle op aanwezigheid van water of grond in de buis plaats te vinden. Bij afkeuring dient de buis voor het trekken te worden gevuld met beton, grout of - wanneer daar geen geohydrologische bezwaren tegen bestaan - een mengsel van zand en grind. Het paalpuntniveau van een nieuwe (vervangende) paal dient ten minste zo diep te zijn als het bereikte inschroefniveau van de afgekeurde paal.

- De wapening moet gecentreerd worden geplaatst.
- In geval van een terug te winnen casingbuis mag pas met het trekken worden begonnen als de specie het paalpuntniveau heeft bereikt en onder druk staat; de casingbuis moet geleidelijk worden getrokken.
- De hoeveelheid verbruikte specie moet ten minste overeenkomen met de theoretische inhoud van de paal.
- Tenzij lokale ervaring anders rechtvaardigt, moet bij het onmiddellijk na elkaar vervaardigen van palen zonder verloren casing de hart op hart afstand van de zojuist geïnstalleerde paal tot de te installeren paal ten minste 6 maal de paalpuntdiameter bedragen. Indien de ongedraineerde schuifsterkte van de grondlagen minder dan 50 kPa bedraagt, kan een grotere afstand tot 10 maal de paalpuntdiameter nodig zijn. Een kleinere afstand dan de hier benoemde 6 maal tot 10 maal de paalpuntdiameter is toegestaan, als de tijd tussen het maken van de palen zodanig lang is dat de specie in de eerst gemaakte paal voldoende sterkte heeft bereikt. Wanneer halfdroog verdicht beton wordt gebruikt, kunnen de aanbevolen afstanden worden gehalveerd.
- Door spanningswater kan er ongewenst, in het algemeen opwaarts, watertransport optreden tijdens en kort na de paalinstallatie. Indien de stijghoogte in de (watervoerende) funderingszandlaag beduidend hoger is dan de freatische grondwaterstand dan wel de verlaagde grondwaterstand in het geval van een verdiept installatieniveau, dient aandacht te worden besteed aan het risico van uitspoeling van het cement uit de betonspecie of uitspoeling van het groutmengsel. Grondwater kan langs de paalschacht stromen en aldus uitspoeling (van met name de schil) veroorzaken, echter kan het grondwater ook in de schacht van de verse paal dringen en ontmenging veroorzaken tijdens de installatie of kort daarna. Het spreekt voor zich dat de risico's toenemen bij paalinstallatie na ontgraven. Bij meer specifieke gevallen qua grondopbouw en met name bij palen tot grote diepte kan er sprake zijn van stijghoogteverschillen tussen (watervoerende) (zand)pakketten onderling waarin de paal wordt geïnstalleerd. De betondruk dient te allen tijde groter te zijn dan de stijghoogte op alle niveaus in de verse paal. Het wegzakken van de boorvloeistof in het boorgat tijdens het installeren dient te worden voorkomen. Het risico op uitspoeling en welvorming kan door de paalleverancier worden verkleind door de samenstelling van het beton en het grout te optimaliseren, bijvoorbeeld via het volumiek gewicht (dat de hydrostatische druk in de paal beïnvloedt) en de watercementfactor. Een gebruikelijke maatregel om welvorming te voorkomen is bij palen met groutinjectie om vanaf het begin van het inboren te starten met het injecteren met groutinjectie, dus ook tijdens het penetreren van de cohesieve lagen, in plaats van vanaf of iets boven de bovenzijde van de funderingszandlaag waaraan positieve schachtwrijving wordt toegekend. Hierdoor komt er wel de nodige boorspoeling omhoog de bouwput in, wat mogelijk nadelig is voor de begaanbaarheid en de werking van een drainagesysteem (bij een verdiept installatieniveau).

Voor meer gedetailleerde informatie wordt verwezen naar:

- NEN-EN 12699 (en) (mei 2015) "Uitvoering van bijzonder geotechnische werken - Verdringingspalen".
- BRL 2356 (1992-06-01) "In de grond gevormde palen", bijlage E (1992-08-01) "Werkwijze bij het vervaardigen van trillingvrij, grondverdringend ingebrachte palen".
- CUR-Aanbeveling 114 (2009) "Toezicht op de realisatie van paalfunderingen".

In twijfelgevallen is het raadzaam de geotechnische adviseur te raadplegen. Deze kan aangeven of het zinvol is om controlesonderingen te laten maken.

Tot slot maken wij u erop attent dat Mos Grondmechanica beschikt over:

- Deskundige opzichters voor de begeleiding van alle grond- en funderingswerken.
- Goede apparatuur en medewerkers voor:
- Het uitzetten en of het inmeten van palenvelden.
- Het sonisch doormeten van palen (controle op eventueel aanwezige ernstige gebreken).

Noot:

- ¹⁾ Een oliedrukdiagram wordt verkregen door de per 0,25 m diepte gemeten maximale oliedruk grafisch uit te zetten tegen de corresponderende inschroefdiepte. De maximale oliedruk dient daartoe tijdens het (steeds weer) over een vaste afstand van 0,25 m inschroeven van de paal te worden gemeten en geregistreerd. Het zo verkregen oliedrukdiagram wordt bij voorkeur getekend in het sondeerdiagram van de sondering die zo dicht mogelijk bij de paal werd uitgevoerd.

(5 juli 2022)

MOS GRONDMECHANICA B.V.

Hieronder treft u de dienstverlening van Mos Grondmechanica b.v. aan. Voor specifieke diensten die niet direct in het overzicht terug zijn te vinden kunt u uiteraard vrijblijvend contact met ons opnemen.



VELDWERK

Sonderen op land, water en in beperkte ruimte, elektrisch, waterspanning, dissipatie, seismisch, magnetisch, geleidbaarheid, Bolconus, T-bar en slagsonderen

Geotechnisch boren en (on)geroerde monsternamen
Peilbuizen en waterspanningsmeters plaatsen
X, Y en Z metingen en Lintvoegmetingen
Plaatluk- en CPM proeven
In situ doorlatenheidsproeven

LABORATORIUM

Classificatie proeven (o.a. vol. gewicht, KVD, PI)
Samendrukkingsproeven (Oedometer en CRS)
Triaxiaalproeven
DS en DSS-proeven
Doorlatenheidsproeven
Dichtheidsbepaling (Proctor)
Cementbentoniet onderzoek

GEOMONITORING

Deformatiemeting (inclino- en extensometing)
(Grond)waterspanningsmeting
Zettingsmonitoring
Trillingsmonitoring (SBR)
Online meetgegevens via portal

MILIEU (MOS MILIEU B.V.)

Verkennd-, nader- en saneringsonderzoek
Partijkeuringen besluit bodemkwaliteit (Bbk)
Saneringsbegeleiding. Waterbodemonderzoek.
Vergunning aanvragen.
2nd Opinion / Contra-Expertise Bodemonderzoeken.

GEOTECHNISCH ADVIES

Paalfundering
Fundering op staal
Grondkerende constructies
Bouwputontwerp
Omgevingsbeïnvloeding (Plaxis)
Zettingsanalyse (bouwrijp maken, opslagtanks)
Taludstabiliteit
Tankbouwadvis
Trillingsprognose
Schade expertise
Review en 2nd Opinion

GEOHYDROLOGISCH ADVIES

Bemalingen (incl. retourbemalingen)
Vergunningsaanvragen
Pompproeven
Omgekeerde Osmose
Barrièrewerking
Drainage
Infiltratie hemelwater

BEMALINGEN (MOS GRONDWATERTECHNIEK)

Bronbemaling
Ondergrondse energie-opslag
Pomp- en leidingsystemen
Brandputten

OVERIG

Uitvoeringsbegeleiding

Meer weten?
Vragen?
Offerte aanvragen?

Bezoek onze website www.mosgeo.com
Mail ons op info@mosgeo.com
Mail ons op offerte@mosgeo.com

MOS GRONDMECHANICA B.V.

Correspondentieadres: Albert Plesmanweg 47, 3088 GB Rotterdam Tel: +31(0)88-5130200 www.mosgeo.com
Mos Grondmechanica BV is gevestigd in Rotterdam met nevenvestigingen in Amsterdam, Enter en Helmond.

